

O livro **Hidrometria Aplicada** aborda metodologias e técnicas de medição dos recursos hídricos em termos de quantidade e qualidade e divide-se em oito capítulos: Hidrologia e hidrometria; Medição de variáveis hidrológicas; Levantamentos topográficos e batimétricos; Medição de vazão líquida; Curva de descarga; Medição do transporte de sedimentos; Coleta de amostras para monitoramento da qualidade da água; Monitoramento de estuários e ambientes marinhos.

Os temas tratados são de interesse de profissionais e técnicos envolvidos diretamente na atividade de coleta e análise de dados ou atuantes na esfera de tomada de decisão, como também de estudantes, professores e pesquisadores ligados à área de recursos hídricos.



BANCO MUNDIAL

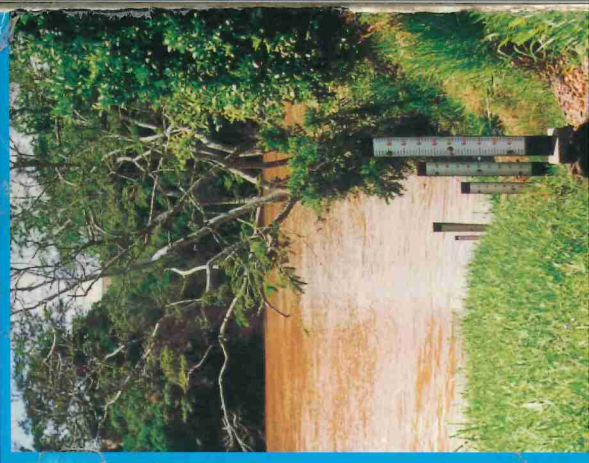


ISBN 85-88519-01-1

# HIDROMETRIA

# APLICADA

Irani dos Santos  
Heinz Dieter Fill  
Martha R. v. B. Sugai  
Homero Buba  
Regina Tiemy Kishi  
Eduardo Marone  
Luiz Fernando Lautert





### Hidrometria Aplicada

regulamentação do uso da água, um recurso natural limitado, dotado de valor econômico, tem se tornado cada vez mais intensa, nos colocando numa nova realidade em termos de gestão dos hídricos no Brasil. Tendo-se definido que a água depende de outorga pelo Estado, torna-se necessário ao órgão outorgante dispor de instrumentos para o gerenciamento de todo o ciclo hídrico. As demandas pelo uso da água tendem a crescer, impactando negativamente na qualidade dos hídricos disponíveis, gerando conflitos de interesse a serem administrados com base na legislação. Um dos maiores problemas enfrentados é a falta de dados para uma tomada de decisão. A coleta e análise de dados hidrométricos fornecem informações seguras para avaliação e planejamento múltiplo da água. Neste contexto, a obra de um livro específico sobre hidrometria tem um papel importante na gestão dos recursos

**Hidrometria Aplicada** apresenta conceitos básicos de hidrologia, discutindo a importância do monitoramento de variáveis hídricas com ênfase na implantação e operação de estações de monitoramento. A apresentação de práticas de hidrometria, calcadas em fundamentos teóricos, fornecem uma base segura para a obtenção de dados coletados e analisados. Técnicas de medição de vazão líquida e sólida, cursos de água, coleta de dados físicos, amostragem para fins de análise da qualidade de água, métodos de ajuste e calibração de curvas de descarga, procedimentos de manutenção de estações de monitoramento, além de técnicas de monitoramento de rios e ambientes marinhos são abordados minuciosamente e ao nível do estado da arte.

**Hidrometria Aplicada** certamente é uma obra importante para suprir as necessidades de monitoramento de pessoal em entidades públicas ou privadas voltadas ao monitoramento e uso da água, atendendo aos anseios da sociedade civil organizada.

## HIDROMETRIA APLICADA



*Irani dos Santos*

*Heinz Dieter Fill*

*Martha Regina von Borstel Sugai*

*Homero Buba*

*Regina Tiemy Kishi*

*Eduardo Marone*

*Luiz Fernando de Carli Lautert*

## **HIDROMETRIA APLICADA**

2001



right © 2001, Irani dos Santos, Heinz Dieter Fill, Martha Regina von  
el Sugai, Homero Buba, Regina Tiemy Kishi, Eduardo Marone, Luiz  
ndo de Carli Lautert

Henrique Luiz Scremin

o de fotografia e fotos da capa: Dalton Lúcio Brasil Pereira Filho

ção: Dinara Maria Zanon

ração: CEHPAR – Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza

ssso no Brasil  
ed in Brazil

H632

Hidrometria Aplicada / Irani dos Santos... [et al.]. - Curitiba:  
Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento, 2001.

372p.; il. color. cm.

ISBN 85-88519-01-1

1. Hidrometria. 2. Hidrologia. 3. Recursos hídricos.

I. Santos, Irani dos. II. Título.

CDD 551.48

s os direitos reservados pelo:

TEC – Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento

o Politécnico – Jardim das Américas – Caixa Postal 19067

19-990 – Curitiba – PR

## SUMÁRIO

*Autores* 13

*Agradecimentos* 15

*Apresentação* 17

*Prefácio* 19

### CAPÍTULO 1 – HIDROLOGIA E HIDROMETRIA

1.1 Introdução 21

1.2 Ciclo hidrológico 22

1.3 Variáveis hidrológicas e meteorológicas 25

1.4 Redes de monitoramento 28

### CAPÍTULO 2 – MEDIÇÃO DE VARIÁVEIS HIDROLÓGICAS

2.1 Medição de precipitação 37

2.1.1 Características dos aparelhos de medição 37

2.1.2 Instalação e operação de estações pluviométricas 47

2.1.3 Instalação e operação de estações pluviográficas 52

2.2 Medição de níveis de água e implantação da seção de medição de  
vazão líquida 55

2.2.1 Características dos aparelhos de medição 55



## SUMÁRIO

- 2.2.2 Instalação e operação de estações fluviométricas 67
- 2.2.3 Instalação e operação de estações fluviográficas 80
- 2.3 Análise de consistência 81
- 2.3.1 Tipos de erros em informações hidrológicas 81
- 2.3.2 Detecção e correção de erros 84

## CAPÍTULO 3 – LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS E BATIMÉTRICOS

- 3.1 Introdução 99
- 3.2 Nivelamento geométrico 99
  - 3.2.1 Nivelamento da seção de réguas 102
  - 3.2.2 Levantamento da parte seca da seção transversal 102
- 3.3 Medidas de distância e ângulo 104
  - 3.3.1 Posicionamento com sextante 106
  - 3.3.2 Posicionamento com teodolito 112
  - 3.3.3 Posicionamento com distanciômetro 113
  - 3.3.4 Posicionamento com GPS (*Global Position System*) 114
- 3.4 Levantamento batimétrico 115

## CAPÍTULO 4 – MEDIÇÃO DE VAZÃO LÍQUIDA

- 4.1 Conceitos e variáveis envolvidas 119
- 4.2 Medição convencional com molinete hidrométrico 124
  - 4.2.1 Métodos de cálculo da medição convencional 143
    - 4.2.1.1 Processo numérico 143
    - 4.2.1.1.1 Método da seção média 145

- 4.2.1.1.2 Método da meia seção 148
- 4.2.1.2 Processo gráfico 150
- 4.2.1.2.1 Método das parábolas 151
- 4.2.1.2.2 Método das isotacas 155
- 4.3 Método acústico 157
  - 4.3.1 O efeito *doppler* e a medição de velocidades 157
  - 4.3.2 Medição das três componentes da velocidade da água 162
  - 4.3.3 Perfis de velocidade 164
  - 4.3.4 Rastreamento do fundo 165
  - 4.3.5 Cálculo da vazão 166
  - 4.3.6 Alguns resultados práticos obtidos no Brasil 167
- 4.4 Método convencional de medição de vazão aplicado a grandes rios 171
- 4.5 Outros métodos de medição de vazão 179
  - 4.5.1 Método volumétrico 179
  - 4.5.2 Método químico 179
  - 4.5.3 Uso de dispositivos regulares 184
    - 4.5.3.1 Calha Parshall 184
    - 4.5.3.2 Vertedores 189
  - 4.5.4 Medição com flutuadores 196

## CAPÍTULO 5 – CURVA DE DESCARGA

- 5.1 Características do escoamento e métodos de determinação de curvas de descarga 199
- 5.2 Traçado e extrapolação das curvas de descarga unívocas 213



## HIDROMETRIA APLICADA

- 2.1 Estudo de caso: curva de descarga em União da Vitória 223
- transferência de curva de descarga 228
- 3.1 Regressão linear simples 229
- 3.2 Curva de permanência 229

## CAPÍTULO 6 – MEDIÇÃO DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

- Introdução 231
- Ciclo hidrossedimentológico 232
- Produção de sedimentos na bacia 234
- Transporte fluvial de sedimentos 238
- 4.1 Carga dissolvida 238
- 4.2 Carga em suspensão 239
- 4.3 Carga do leito (arraste e saltação) 241

Distribuição dos sedimentos nos cursos de água 242

Medição do transporte de sedimentos 246

6.1 Medição da descarga sólida em suspensão 247

6.1.1 Amostragem por integração vertical 248

6.1.1.1 Amostragem por igual incremento de largura 254

6.1.1.2 Amostragem por igual incremento de descarga 258

6.1.1.3 Amostragem com amostrador de saca 261

6.1.2 Amostragem pontual 261

6.2 Medição da descarga sólida do leito 262

6.3 Outras medições 267

6.3.1 Amostragem de material do leito 267

6.6.3.2 Batimetria de reservatórios 270

6.6.4 Análises de laboratório 275

6.7 Cálculo da descarga sólida 277

6.7.1 Descarga sólida em suspensão 277

6.7.2 Determinação direta da descarga sólida do leito 278

6.7.3 Determinação indireta da descarga sólida do leito 279

6.8 Metodologias alternativas para a medição do transporte de sedimentos 284

6.8.1 Medições contínuas de turbidez 285

6.8.2 Medição acústica por efeito *doppler* 289

6.9 Considerações finais 292

## CAPÍTULO 7 – COLETA DE AMOSTRAS PARA O MONITORAMENTO DA QUALIDADE DA ÁGUA

7.1 Introdução 297

7.2 Planejamento 298

7.2.1 Parâmetros de interesse 299

7.2.2 Local de amostragem 304

7.2.2.1 Codificação do local 307

7.2.2.2 Demarcação dos pontos de amostragem 307

7.2.2.3 Descrição do local 307

7.2.3 Tipo de amostra 308

7.2.3.1 Amostra simples 308

7.2.3.2 Amostra composta 309

7.2.3.3 Amostra integrada 309



7.2.3.4 Escolha do tipo de amostra	310
7.2.4 Frequência e período de amostragem	313
Coleta de amostras	314
7.3.1 Tipo de coleta	314
7.3.1.1 Amostragem manual	314
7.3.1.2 Amostragem automática	317
7.3.2 Volume de amostra	320
7.3.3 Tipo de frasco	321
7.3.4 Preservação da amostra e prazo para análise	325
7.3.5 Identificação das amostras	326
7.3.6 Ficha de registro	327
7.3.7 Equipamentos de medição no campo de parâmetros de qualidade da água	329
7.3.8 Transporte	331
7.3.9 Verificação e manutenção dos equipamentos	331
Análise laboratorial	332
Considerações finais	333
ÍTULO 8 – MONITORAMENTO DE ESTUÁRIOS E AMBIENTES MARINHOS	
Introdução	335
Definição de estuário	337
Hidrologia de estuários	338
Variáveis, instrumentos e métodos para estudos hidrográficos em regiões estuarinas	340
3.4.1 Velocidade da corrente	340

8.4.2 Temperatura, salinidade e densidade	343
8.4.3 Redução e análise dos dados	344
8.4.3.1 Decomposição de velocidades	344
8.4.3.2 Forma dos perfis verticais	345
8.4.3.3 Médias temporal e espacial	346
8.4.4 Medições com correntômetro eletromagnético	348
8.4.4.1 Características do correntômetro eletromagnético S4	348
8.4.4.2 Medições de vazão com correntômetro eletromagnético S4	349
8.5 Modelagem numérica estuarina	355
8.6 Considerações finais	358

## Referências 361

## AUTORES

---

• **Irani dos Santos** é geógrafo pela UFPR, técnico em Hidrologia pelo IPH/UFRGS, mestrando em Ciências do Solo na UFPR, professor do Departamento de Geografia/UFPR e pesquisador do Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza – CEHPAR. Cx. Postal 1309, CEP 80011-970, Curitiba, Paraná, e-mail: irani@cehpar.org.br

• **Heinz Dieter Fill** é engenheiro mecânico pela UFPR, mestre em Engenharia Nuclear pela COPPE/UFRJ, doutor em Engenharia Civil e Ambiental pela Cornell University/EUA e professor e chefe do Departamento de Hidráulica e Saneamento da UFPR. Cx. Postal 1309, CEP 80011-970, Curitiba, Paraná, e-mail: fill@lactec.org.br

**Martha Regina von Borstel Sugai** é engenheira civil pela UFPR, mestre em Recursos Hídricos pela UFPR, doutoranda em Monitoramento, Modelagem e Gestão Ambiental na UFPR e superintendente de Outorga da Agência Nacional de Águas – ANA. SCN Quadra 01 – N° 1 – 5° andar, CEP 71710-500, Brasília, Distrito Federal, e-mail: martha.sugai@ana.gov.br

• **Homero Buba** é engenheiro civil pela UFPR, mestre em Recursos Hídricos pela UFPR e pesquisador da Companhia Paranaense de Energia Elétrica – COPEL. R. José Izidoro Biazetto, 158, CEP 81200-240, Curitiba, Paraná, e-mail: homero@copel.com

**Regina Tiemy Kishi** é engenheira civil pela UFMS, mestre em Saneamento Ambiental pelo IPH/UFRRGS, doutora em Engenharia Ambiental pela Universidade de Karlsruhe/Alemanha e pesquisadora do Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza – CEHPAR. Cx. Postal 1309, CEP 80011-970, Curitiba, Paraná, e-mail: regina.kishi@cehpar.org.br

**Eduardo Marone** é físico pela Universidad Nacional de San Luis/Argentina, doutor em Ciências pelo Instituto Oceanográfico/USP e professor e coordenador do curso de Graduação em Ciências do Mar/UFPR. Av. Beira Mar s/n, CEP 83255-000, Pontal do Sul, Paraná, e-mail: maroneed@aica.cem.ufpr.br

**Luiz Fernando de Carli Lautert** é geógrafo pela UFPR, mestre em Geografia pela UNESP/Rio Claro e pesquisador-colaborador do Laboratório de Física Marinha/Centro de Estudos do Mar/UFPR. Av. Beira Mar s/n, CEP 83255-000, Pontal do Sul, Paraná, e-mail: luizfer@aica.cem.ufpr.br

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem profundamente pelos estímulos, apoios e contribuições que receberam de muitos colegas, amigos e instituições ao longo do período em que esta obra foi sendo concebida e escrita. São especialmente gratos ao Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza – CEHPAR, que ao oferecer à comunidade o curso de Hidrometria Aplicada, pela primeira vez em 1998, criou o ambiente propício para o surgimento do livro, e que ao liberar profissionais para pesquisa, redação e revisão do texto permitiu que a idéia inicial fosse concretizada.

Ao Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento – LACTEC externam seus agradecimentos por ter acreditado na idéia e ter liberado os recursos financeiros necessários para a editoração e publicação.

Aos setores de hidrometria da Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental – SUDERHSA e da Companhia Paranaense de Energia – COPEL agradecem pelo constante intercâmbio de informações, pelo fornecimento de dados de campo e também pelo apoio que essas empresas têm dado à realização dos cursos e a este livro.

E finalmente um agradecimento especial aos hidrometristas e demais profissionais ligados ao setor hídrico que, de maneira geral, têm subsidiado a sociedade com um verdadeiro manancial de informações, possibilitando o desenvolvimento técnico e científico ao país na área de recursos hídricos.

Agradecem ainda a Henrique Luiz Scremin pelo auxílio na confecção das figuras e Dalton Lúcio Brasil Pereira Filho pela edição das fotos.



## APRESENTAÇÃO

---

O livro *Hidrometria Aplicada* nasceu de uma iniciativa do Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza - CEHPAR, quando criou o Programa de Educação Continuada - PEC, em 1998. O CEHPAR vem ministrando desde esta data cursos de curta duração, em parceria com a Universidade Federal do Paraná - UFPR, e a partir de junho de 2000, também em parceria com o Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento - LACTEC. O livro nasceu da competência, empenho e dedicação com que seus autores prepararam a apostila do curso de extensão universitária, intitulado *Hidrometria Aplicada*.

A regulamentação do uso da água, um recurso natural limitado, dotado de valor econômico e de propriedade do Estado, coloca o Brasil e toda a humanidade diante de uma nova realidade em termos de gestão dos recursos hídricos. As demandas pelo uso da água tendem a crescer cada vez mais e aumentar os impactos negativos na qualidade desse recurso indispensável à vida. Conflitos de interesses serão gerados e terão de ser administrados com base na legislação e na *técnica*. A tomada de decisão deve, em virtude da sua importância, ser baseada em informações seguras. A coleta e análise adequadas de dados fornecem essas informações para avaliação e planejamento do uso múltiplo da água. Logo, a publicação de um livro específico sobre hidrometria assume um papel importantíssimo no atual contexto da gestão dos recursos hídricos.

Os autores são profissionais de alta competência e experiência na área. Em *Hidrometria Aplicada*, eles apresentam conceitos fundamentais de hidrologia, discutem a necessidade de monitoramento de variáveis hidrológicas com ênfase na implantação e operação de uma rede de monitoramento e mostram aplicações práticas de

hidrometria calcadas em conhecimentos teóricos que fornecem uma base segura para garantir a qualidade dos dados coletados e medidos. Além disso, abordam, detalhadamente e ao nível do estado da arte, técnicas de medição de vazão líquida e sólida em cursos de água, coleta de dados pluviométricos, amostragem para fins de análise da qualidade de água, métodos de ajuste e extrapolação de curvas de descarga, procedimentos para instalação e manutenção de estações hidrométricas e, também, técnicas de monitoramento em estuários e ambientes marinhos.

Cumprimos os autores pela iniciativa, e a exemplo do curso de Hidrometria Aplicada, que se tornou um dos cartões de visita do Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza, temos certeza que o mesmo sucesso será alcançado com esta obra, que dará contribuições importantes para suprir as necessidades de treinamento de pessoal em entidades públicas e privadas, enfocando o monitoramento e uso da água. Atenderá, também, com certeza, os anseios da sociedade civil, organizada em Comitês de Bacias Hidrográficas e Organizações Não Governamentais.

*Prof<sup>a</sup>. Miriam Rita Moro Mine D. SC.  
Universidade Federal do Paraná*

## PREFÁCIO

*a água é um elemento amigo  
para quem a conhece  
e sabe lidar com ela.*

J. W. von Goethe

A necessidade absoluta da água para a vida, a multiplicidade de sua ocorrência e sobretudo a complexidade do ciclo hidrológico e da solução dos problemas a ele associados fazem da hidrologia uma ciência multidisciplinar, fascinante e desafiadora, fortemente ligada às ciências naturais e à observação sistemática da natureza. Nesse contexto, a hidrometria, fonte dos dados observados no campo, constitui-se em disciplina fundamental à pesquisa hidrológica.

Porém, não é somente para suprir a hidrologia, enquanto ciência, de dados empíricos para validar teorias ou modelos que a hidrometria tem merecido destaque. Também a elaboração de estudos e projetos voltados ao aproveitamento de recursos hídricos, a sua avaliação pelos órgãos de controle e licenciamento e o monitoramento de seu desempenho real dependem da hidrometria como instrumento essencial para garantir a qualidade e a objetividade das análises.

No Brasil, a Lei nº 9.433/97 que instituiu o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos, ocasionou uma demanda extraordinária de estudos hidrológicos para fundamentar solicitações de outorga, bem como para permitir variadas análises técnicas. Esse tipo de análise exige um conhecimento profundo do regime hidrológico do curso de água, o que por sua vez requer informações de campo confiáveis sem as quais qualquer estudo se torna um mero exercício de especulação.

Assim, tanto para a pesquisa científica como para o aproveitamento de recursos hídricos, visando o desenvolvimento econômico e social do país, a importância da hidrometria é evidente e a formação e o treinamento de recursos humanos especializados deve ser uma prioridade da política de recursos hídricos. Entretanto, particularmente no Brasil, a formação desses recursos humanos tem se processado de forma pouco organizada. Na grande maioria dos casos o treinamento consiste na transferência informal e pessoal dos conhecimentos e dos métodos de trabalho por especialistas com longa prática e experiência nos serviços de hidrometria aos novatos. Na maioria dos cursos oferecidos, na ausência de livros-texto adequados predominam, como material didático, as apostilas, o xerox e outros materiais preparados *ad hoc*.

Desta forma, a presente obra vem, em boa hora, preencher essa lacuna há muito notada e oxalá possa servir para aprimorar a formação de técnicos, estudantes e profissionais que militam ou venham a militar na área da hidrometria. Gostaria de me congratular com os autores pela feliz idéia de lançar essa obra e parabenizá-los pelo excelente texto, organizado em 8 capítulos de forma clara, lógica e concisa, apresentando uma combinação bem balanceada de fundamentos teóricos com aplicações e exemplos práticos tirados todos da nossa realidade.

Jerson Kelman  
Diretor-Presidente da ANA  
Julho de 2001 - Brasília

# HIDROLOGIA E HIDROMETRIA

1

## 1.1 INTRODUÇÃO

A palavra hidrologia deriva das palavras gregas *hydor* (água) e *logos* (ciência) designando, portanto, a ciência cujo objeto é o estudo da água sobre a terra, sua ocorrência, distribuição e circulação, suas propriedades e seus efeitos sobre o meio ambiente e a vida.

Entretanto, devido à enorme amplitude dessa definição e dado o fato de que numerosas disciplinas dessa ciência mais ampla já se constituíram em ciências próprias, tais como meteorologia (estudo da água na atmosfera), limnologia (estudo de lagos), oceanografia (estudo de oceanos), ecologia (estudo do meio ambiente), convencionou-se restringir o campo de estudo da hidrologia propriamente dita.

Assim, em uma definição mais restrita, hidrologia passou a ser o estudo da precipitação e do escoamento, isto é, a parte terrestre do ciclo hidrológico. Desta forma a hidrologia encontra aplicações ligadas ao planejamento, construção e operação de projetos de recursos hídricos (usinas hidrelétricas, controle de cheias, abastecimento de água, navegação, irrigação, etc.). Neste contexto, espera-se do hidrólogo em geral a observação, medição, processamento e previsão de dados relacionados à ocorrência e circulação da água. Vale a pena observar que, em decorrência do caráter essencialmente empírico da hidrologia e da complexidade dos fenômenos naturais envolvidos, os resultados, mesmo aqueles obtidos por meio dos mais sofisticados métodos de otimização, sempre dependem da disponibilidade e da qualidade dos dados básicos.

A hidrometria, objeto específico deste livro, é a parte da



hidrologia ligada à medida das variáveis hidrológicas, e tem como objetivo obter dados básicos, tais como precipitações, níveis de água, vazões, entre outros, e a sua variação no tempo e no espaço.

## 1.2 CICLO HIDROLÓGICO

A água existe em praticamente todo o planeta, na atmosfera, na superfície dos continentes, nos mares, oceanos e no subsolo. Ela encontra-se em permanente circulação e a esse processo se convencionou chamar de ciclo hidrológico, representado de forma esquemática na Figura 1.1.

A precipitação média anual sobre a parte terrestre do nosso planeta é de 800 mm, em torno de dois terços da precipitação média anual sobre os oceanos. A evapotranspiração da superfície terrestre é de 480 mm, em torno de um terço da evaporação dos oceanos. O restante, 320 mm é o escoamento que atinge os oceanos (Maidment, 1992).

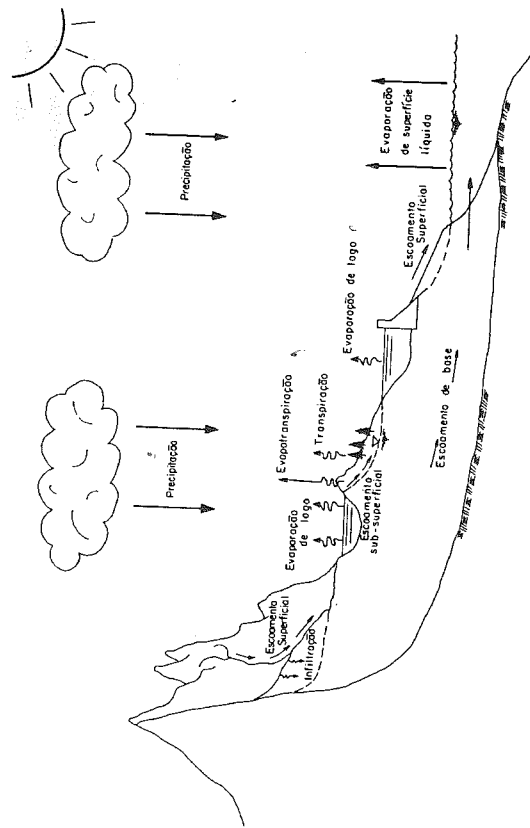


Figura 1.1 - O ciclo hidrológico (Maidment, 1992)

Como a área dos oceanos representa aproximadamente 70 % da superfície da Terra, enquanto que a parte terrestre ocupa apenas 30 %, o volume anual de evaporação dos oceanos é cerca de sete vezes maior do que o volume de evapotranspiração da superfície terrestre, fazendo com que os oceanos sejam a principal fonte de precipitação sobre a terra.

As Tabelas 1.1 e 1.2 apresentam a disponibilidade de água no Planeta e os fluxos relevantes do balanço hídrico global.

Tabela 1.1 - Estimativa da disponibilidade de água a nível global

Item	Área (10 <sup>6</sup> Km <sup>2</sup> )	Volume (Km <sup>3</sup> )	Porcentagem de água total	Porcentagem de água doce
Oceano	361,3	1.338.000.000	96,54	
Água Subterrânea				
Doce	134,8	10.530.000	0,76	30,1
Salina	134,8	12.870.000	0,93	
Umidade do Solo	82,0	16.500	0,012	0,05
Calotas Polares	16,0	24.023.500	1,733	68,6
Outras fontes de gelo e neve	0,3	340.600	0,025	1,0
Lagos				
Doce	1,2	91.000	0,0066	0,26
Salina	0,8	85.400	0,0062	
Pântanos	2,7	11.470	0,0008	0,03
Rios	148,8	2.120	0,0002	0,006
Água de constituição dos seres vivos	510,0	12.900	0,0009	0,04
Água na atmosfera	510,0	1.385.984.610	100	
Total de água				
Total de água doce	148,8	35.029.210	2,53	100

Fonte: World Water Balance and Resources of the Earth (UNESCO, 1978 apud Chow, 1988).

Um fator particularmente importante na recuperação do meio ambiente de impactos sofridos é o tempo de residência, definido como a razão entre o volume de água e o fluxo para uma dada parcela do ciclo hidrológico. Verifica-se que este tempo é de alguns dias para a atmosfera e as águas superficiais correntes e de muitos anos para a água subterrânea e os oceanos.

Dentro do interesse mais restrito da hidrologia destaca-se, como já foi mencionado, a chamada "parte terrestre do ciclo hidrológico",

onde a atmosfera e os oceanos (ou outros destinos da água escoada) são substituídos por condições de contorno adequadas. A principal vantagem desse método é que se pode voltar a atenção para uma extensão limitada da terra, "uma bacia hidrográfica", que constitui a unidade espacial natural da hidrologia.

Tabela 1.2 - Balanço hídrico global anual

Área	Unidade	Oceano	Terra
Precipitação	km <sup>2</sup>	361.300.000	148.800.000
	km <sup>3</sup> /ano	458.000	119.000
Evaporação	mm/ano	1270	800
	km <sup>3</sup> /ano	505.000	72.000
Escoamento para o Oceano	mm/ano	1400	484
Rios	km <sup>3</sup> /ano	-	44.700
Escoamento Subterrâneo	km <sup>3</sup> /ano	-	2.200
Escoamento Total	km <sup>3</sup> /ano	-	47.000
	mm/ano	-	316

Fonte: World Water Balance and Resources of the Earth (UNESCO, 1978 apud CHOW, 1988).

Define-se como bacia hidrográfica de um rio em um dado ponto a superfície limitada por um contorno, dentro do qual toda a água precipitada, quando não é evaporada, infiltrada ou retida, escoar para aquele ponto. A Figura 1.2 apresenta um exemplo de uma bacia hidrográfica real. O tamanho de uma bacia é a área dessa superfície, chamada área de drenagem, e que varia desde menos de um até alguns milhões de quilômetros quadrados. No caso da bacia do rio Jordão, mostrada na Figura 1.2, a área de drenagem é de 4750 km<sup>2</sup>. O que deve ser lembrado sempre é que uma bacia hidrográfica constitui um sistema físico extremamente complexo, em geral anisotrópico, heterogêneo e variável no tempo. Assim, qualquer tentativa de representá-la por um modelo matemático, por mais complexo e detalhado que seja, constitui sempre uma aproximação da realidade e a sua adequação ao problema estudado só pode ser julgada pelo confronto dos resultados calculados com as observações de campo.

Apesar dessa limitação, os modelos matemáticos constituem uma ferramenta importante em hidrologia, tanto para representar o comportamento de uma bacia hidrográfica, como para modelar as

precipitações sobre ela, permitindo a previsão quantitativa das principais variáveis hidroclimáticas.

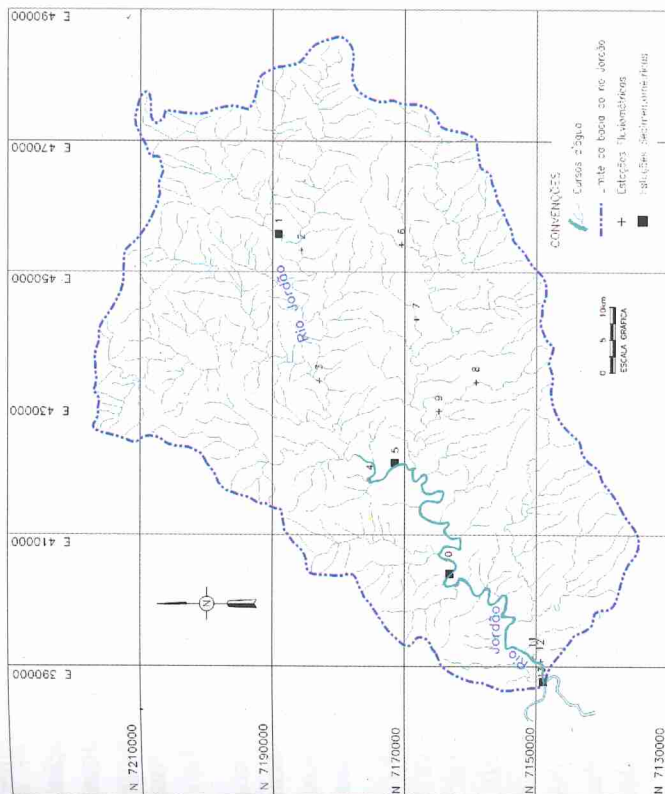


Figura 1.2 - Bacia hidrográfica do rio Jordão, estado do Paraná

### 1.3 VARIÁVEIS HIDROLÓGICAS E METEOROLÓGICAS

Entre os modelos mais simples em hidrologia destaca-se a chamada equação do balanço hídrico, sobre um determinado intervalo de tempo, para uma dada bacia hidrográfica. Negligenciando a contribuição subterrânea de fora da bacia e a recarga de aquíferos profundos, a equação resulta :

$$P - ET = D + \Delta S \quad (1.1)$$

Onde:  $P$  - precipitação;

ET – evapotranspiração;

D – deflúvio; e

$\Delta S$  – variação do armazenamento (superficial e/ou subterrâneo).

Essa equação, que nada mais é do que a conhecida equação da continuidade, coloca em evidência as variáveis hidrológicas e meteorológicas mais importantes, observando-se apenas que, para efeito de medida, o deflúvio é normalmente substituído pela vazão (volume escoado na unidade do tempo).

Essas variáveis básicas podem ser medidas diretamente, como ocorre com a precipitação, ou indiretamente, como é o caso da vazão e da evapotranspiração, quando se medem grandezas típicas que guardam uma determinada relação funcional com a variável em pauta.

No caso da vazão, medem-se os níveis de água (cotas) dos rios, que por meio de uma curva de descarga são convertidos em vazão. Essa curva de descarga é obtida geralmente por medições diretas da distribuição de velocidade na seção transversal para vários níveis de água. Atualmente tem sido crescente o uso do *ADCP* (*Acoustic Doppler Current Profiler*) para a medição direta da vazão\*. Também, em casos especiais, a vazão pode ser medida diretamente através da determinação da concentração de um sal ou radioisótopo dissolvido na corrente do rio.

A curva de descarga permite obter a vazão para cada nível de água. Esse procedimento é bastante preciso, e quando a vazão não depender de outros fatores, como remanso de marés ou outros rios, variações sensíveis na declividade da linha de água, alterações frequentes na forma da seção, a relação cota/vazão é estável e confiável.

Para a determinação da evapotranspiração medem-se várias grandezas meteorológicas, como temperatura, umidade, radiação, insolação e velocidade do vento, além da evaporação em tanques. Nesse caso, a transformação das grandezas medidas na variável de interesse é bem mais complexa e se recorre a fórmulas empíricas (Thornthwaite, Blaney-Criddle) ou semi-empíricas (Penman, Morton), cujos resultados nem sempre conduzem a valores aceitáveis.

A medida direta da evaporação em tanques é correlacionada

com a evapotranspiração para levar em conta a diversidade de condições físicas, sendo que a literatura especializada recomenda várias correlações. Para estimar a evapotranspiração, principalmente o seu valor médio temporal, pode-se aplicar a equação do balanço hídrico a um intervalo de tempo suficientemente longo para que se possa desprezar o termo  $\Delta S$  em presença das demais (em geral 15 anos ou mais). Esse processo é usual para verificar se as equações de cálculo da evapotranspiração (ou evaporação em reservatórios e lagos) são adequadas à bacia em questão.

Convém ainda lembrar que o tipo de equação que melhor se adapta pode variar de região para região, devendo-se tomar o cuidado de não simplesmente transpor certas equações testadas com êxito em outros locais. Também na escolha do método a ser utilizado para estimar a evapotranspiração deve-se verificar quais as grandezas medidas na bacia em questão. Deve-se ter em mente que se na estimativa indireta da vazão o erro se situa em geral em valores inferiores a 5% no caso da evapotranspiração e evaporação erros da ordem de 20% ou mais são comuns.

As Tabelas 1.3. e 1.4. mostram valores médios típicos da precipitação, deflúvio e evapotranspiração em vários locais do planeta (Raudkivi, 1979) e da América do Sul (UNESCO, 1987).

Tabela 1.3 – Balanços hídricos continentais

Locais	Área (10 <sup>6</sup> km <sup>2</sup> )	Precipitação (mm) (10 <sup>3</sup> km <sup>3</sup> )	Evapotranspiração (mm) (10 <sup>3</sup> km <sup>3</sup> )	Deflúvio (mm) (10 <sup>3</sup> km <sup>3</sup> )
Europa	9,8	734	415	4,1
Ásia	45,0	726	433	19,5
África	30,3	686	547	16,6
América do Norte	20,7	670	383	7,9
América do Sul	17,8	1648	29,3	19,0
Austrália	8,7	736	6,4	4,4
Total	132,3	834	110,3	71,5
				294
				38,8

Fonte: Raudkivi, 1979.

Outra variável hidrológica importante, medida em geral por uma correlação com a vazão, é a chamada vazão sólida, que indica a quantidade de sedimentos transportados pela água que escoou na bacia. Para estabelecer a relação vazão sólida x vazão líquida, efetuam-se



medidas diretas da concentração de sedimentos na corrente líquida, correlacionando os pontos medidos com a vazão líquida e estabelecendo assim uma regressão entre essas variáveis.

Tabela 1.4 – Balanço hídrico de algumas bacias sul-americanas

Bacia Hidrográfica	Área (10 <sup>3</sup> km <sup>2</sup> )	Precipitação (mm)	Evapotranspiração (mm)	Deflúvio (mm)
Amazônicas	6.920	2.150	1.100	1.050
São Francisco	630	1.050	890	160
Paraná + Uruguai	2.970	1.240	950	290
Orinoco	1.000	1.990	1.020	970

Fonte: UNESCO, 1987.

Além da vazão sólida em suspensão, obtida a partir dos dados de concentração de sedimentos em suspensão, também é importante o conhecimento de granulometria do material transportado em suspensão e no leito para quantificar o transporte de sedimentos na sua totalidade, principalmente aquele transportado por arraste de fundo. Neste caso também o uso de fórmulas empíricas (Colby, Einstein, etc.) é comum, dada a dificuldade operacional de medir o material transportado junto ao leito do rio.

#### 1.4 REDES DE MONITORAMENTO

Pelo exposto, fica evidente a necessidade de medir no campo uma série de variáveis hidrológicas e meteorológicas para permitir o conhecimento das características hidrológicas e para possibilitar a aplicação dos modelos matemáticos que permitem prever chuvas e/ou vazões, estimar a probabilidade associada a eventos raros e quantificar as possibilidades do aproveitamento dos recursos hídricos.

Um ponto de observação é chamado de "posto" ou "estação". Por exemplo, "posto pluvio-fluviométrico" designa um local onde se medem precipitações e vazões. A designação "estação meteorológica" indica um lugar onde se medem as principais variáveis meteorológicas como temperatura, umidade, insolação, velocidade e direção do vento, precipitação, etc.

Como decorrência da variação espacial considerável dessas

grandezas, necessita-se, para caracterizar uma bacia hidrográfica, de várias estações distribuídas sobre a sua superfície, o que leva ao conceito de redes de monitoramento, ou seja, um conjunto de estações pluviométricas, fluviométricas, sedimentométricas e meteorológicas distribuídas sobre uma determinada região.

Devido à diversidade de características fisiográficas das bacias em geral e dos diferentes requisitos em termos de dados dos vários modelos matemáticos utilizados, torna-se impraticável definir um critério uniforme para projeto de redes hidrológicas.

Por estas razões, o projeto e aprimoramento de redes de monitoramento envolve não só considerações econômicas do tipo benefício/custo, mas também análises das características físicas da região em estudo. Por outro lado, a experiência obtida através de projetos de redes hidrológicas em diferentes locais do mundo sugere algumas recomendações gerais.

A densidade e distribuição de estações em uma rede e a frequência de observação necessária dependem da variabilidade temporal e espacial das variáveis hidrológicas ou meteorológicas a serem observadas. A função de uma rede de monitoramento é proporcionar uma densidade e distribuição de estações em uma região de modo que, por interpolação entre as séries de dados das diferentes estações, seja possível determinar, com suficiente precisão, as características básicas das grandezas hidrológicas ou meteorológicas em qualquer local da região. No presente contexto "características" significam todos os dados quantitativos medidos diretamente ou calculados, bem como os parâmetros que definem a sua distribuição estatística.

Para garantir uma qualidade satisfatória dos dados observados, instrumentos confiáveis devem ser selecionados, capazes de medir ou registrar dados com precisão suficiente para as condições nas quais são operados. A simplicidade e a robustez são fatores importantes e uma diversificação desnecessária de tipos deve ser evitada. Instrumentos com capacidade além dos requisitos necessários não devem ser recomendados. Instrumentos mais caros devem ser considerados apenas quando seu uso resulta em economia substancial nos custos de processamento de dados. Uma consideração importante

na escolha dos aparelhos é a possibilidade de vandalismo e a instalação deve levar isso em conta, principalmente no caso de estações automáticas.

A configuração da rede deve ser planejada de modo que as estações proporcionem uma amostragem adequada da variação das características hidrológicas na região. Deve-se tentar distribuir um número razoavelmente uniforme de estações dentro de cada área fisiograficamente significativa. Ao local estações em áreas anteriormente sem observação, a experiência adquirida em regiões vizinhas pode ser útil.

A rede de monitoramento deve ser revista a cada período de alguns poucos anos de operação e, quando necessário, novas estações devem ser adicionadas ou algumas estações abandonadas ou relocadas para assegurar a representatividade e precisão das medidas. A localização das estações deve também levar em consideração as condições locais, como acessibilidade, topografia e geologia que poderiam resultar em problemas estruturais ou operacionais.

É impossível definir uma densidade de estações uniforme que seja aplicável para qualquer região. Estudos têm demonstrado que entre os fatores mais importantes que definem uma densidade ótima são:

- as condições geográficas e hidrológicas, particularmente as variações espaciais no regime de precipitação e no regime hidrológico; a proximidade de montanhas, por exemplo, ocasiona uma grande variação espacial no regime de precipitação, tanto em quantidade como em distribuição temporal dos eventos pluviais;
- a natureza da hidrografia, isto é, muitos córregos pequenos ou alguns rios maiores;
- a necessidade de dados hidrológicos ou meteorológicos para projeto, construção e operação de estruturas hidráulicas; e
- a densidade de ocupação populacional e o nível de atividade econômica da região também irão influenciar a definição da densidade ótima da rede.

Os dados da rede existente são essenciais para o projeto de uma

nova rede, além disso deve-se procurar sempre que possível, aproveitar as estações existentes. Apenas no caso de se tratar de uma estação problemática, cujos registros são sabidamente falsos ou influenciados por fatores não controláveis (p. ex., remanso) pode-se abandoná-la.

Se a localização de alguma estação não for inteiramente satisfatória e uma nova estação deve ser instalada nas proximidades, as duas estações devem ser operadas por um período concomitante de tempo de pelo menos dois anos com o objetivo de estabelecer uma correlação entre as duas séries de dados.

Se a nova estação resultar satisfatória, a mais antiga poderá então ser abandonada. Se a correlação não for satisfatória, deve-se considerar se é viável abandonar a estação antiga. Portanto, é necessário pesar cuidadosamente todas as evidências e circunstâncias antes de qualquer decisão quanto ao abandono de uma estação da rede de monitoramento.

É importante estabelecer as várias redes de monitoramento de forma coordenada, particularmente as de precipitação e vazão dos rios. Em geral, essas redes são operadas pelo mesmo órgão gerenciador, mas há casos de redes gerenciadas de forma independente por órgãos distintos. Isso se aplica particularmente ao caso das estações meteorológicas que também medem precipitação. Ao projetar a rede de monitoramento de precipitação e vazão em conjunto, há um ganho em qualidade e quantidade de informação, resultando em economia.

A operação dessas redes de monitoramento constitui uma tarefa a longo prazo, pois, para que as medidas de variáveis hidrológicas possam produzir frutos, em geral necessita-se de pelo menos dez anos de observação.

Em geral, a operação das redes hidrométricas de monitoramento está a cargo de órgãos públicos, como a ANEEL, o INEMET e órgãos paralelos nas administrações estaduais (no caso do Paraná, a SUDERHSA e o IAPAR). Há ainda a atuação de empresas de energia elétrica e de saneamento básico nesse setor, além de universidades e instituições de pesquisa que operam geralmente através de convênios.

Quanto à forma de operar, destacam-se as chamadas redes

manuais, automáticas e telemétricas. No primeiro caso, as grandes são lidas em horários fixos por observadores que anotam os resultados em cadernetas; no segundo, há aparelhos registradores automáticos e contínuos que registram o valor medido continuamente em um gráfico ou um arquivo magnético; finalmente, no terceiro caso, a medida é transmitida eletronicamente a um centro de operações em horários fixos ou continuamente.

Na prática, o que ocorre é que a maioria das redes é mista, contando com estações manuais e automáticas. Quando o conhecimento do valor medido no momento de sua ocorrência é vital, por exemplo para operar um serviço de previsão de vazões ou chuvas em tempo real, a instalação de estações telemétricas é necessária.

Em geral, nas redes de monitoramento distinguem-se as chamadas estações principais, de período longo de observação sem interrupções e com dados de boa qualidade, e as estações secundárias ou de apoio, que não atendem a esses requisitos e cuja função é estender o período ou preencher lacunas nas estações principais, além de avaliar melhor a variação espacial das características hidrológicas das bacias, auxiliando assim na regionalização de variáveis hidrológicas.

Quanto à densidade desejada ou ideal para uma rede de monitoramento, há várias recomendações na literatura. Contudo, ao se planejar uma rede de estações, deve-se considerar os recursos disponíveis e não perder de vista que em geral os dados observados só serão úteis dentro de aproximadamente dez anos.

Tomando como exemplo o estado do Paraná, observaram-se as densidades mostradas na Tabela 1.5.

Baseado na experiência dos autores em muitos estudos hidrológicos nas bacias paranaenses, pode-se afirmar que as densidades médias nas bacias do Iguaçu e do Tibagi são perfeitamente adequadas para estudos hidrológicos correntes em grandes e médias bacias hidrográficas e que a bacia do Piquiri, apesar de contar com uma razoável densidade de postos, ressentem-se da falta de um período de observação mais longo (os postos mais antigos datam de meados da década de 1960). Há de se considerar ainda que existem em todo o

Estado poucas estações fluviométricas com áreas de drenagem inferiores a 100 km<sup>2</sup>, o que dificulta a realização de estudos para pequenas bacias. A Tabela 1.6 mostra as densidades de estações nas grandes bacias hidrográficas brasileiras (DNAEE, 1983), notando-se a excelente situação das bacias paranaenses, principalmente do Iguaçu e do Tibagi.

Tabela 1.5 - Densidades médias de estações hidrometeorológicas no estado do Paraná

Bacia Hidrográfica	Área (km <sup>2</sup> )	Estações Fluviométricas		Estações Meteorológicas	
		Total (km <sup>2</sup> /Est.)	Total (km <sup>2</sup> /Est.)	Total (km <sup>2</sup> /Est.)	Total (km <sup>2</sup> /Est.)
Iguaçu	67.000	364	180	94	710
Tibagi	24.500	144	170	31	790
Ivaí	36.400	150	242	31	1.170
Piquiri	23.700	105	225	17	1.390
Total	151.600	763	199	173	876

Tabela 1.6 - Densidades de estações hidrométricas no Brasil

Bacia Hidrográfica	Área em território Brasileiro (10 <sup>3</sup> km <sup>2</sup> )	Estações Fluviométricas		Estações Pluviométricas	
		Total (km <sup>2</sup> /Est.)	Total (km <sup>2</sup> /Est.)	Total (km <sup>2</sup> /Est.)	Total (km <sup>2</sup> /Est.)
Amazonas	3.900	300	13.000	340	11.500
Tocantins	803	115	6.980	232	3.460
São Francisco	631	289	2.180	1.287	490
Paraná	1.200	915	1.310	3.095	390
Uruguai	178	144	1.240	312	570

Fonte: DNAEE, 1983.

A título de comparação, Remenieras (1971) indica para a França uma densidade média de pluviômetros igual a 175 km<sup>2</sup>/estação e a UNESCO (1987) indica cerca de 750 km<sup>2</sup>/estação para o Chile e a Argentina e de 660 km<sup>2</sup>/estação para a Venezuela. Nota-se por esses dados que, no Brasil, principalmente na Amazônia, ainda há muito que fazer em termos de expansão da rede de monitoramento.

Um problema que sempre surge ao se procurar localizar uma estação hidrométrica é encontrar um bom observador, que deve ser honesto, consciente da importância do seu trabalho e estável, ou seja, devem-se evitar pessoas que tendem a não permanecer morando no local por longos períodos de tempo. Apesar de muitos erros nos dados



observados serem atribuídos ao observador, freqüentemente cabe-lhe apenas pequena parcela da responsabilidade, pois muitas vezes não é adequadamente instruído, o acesso ao local de leitura é difícil e penoso, o acompanhamento por parte do órgão responsável é falho e deficiente, o pagamento é baixo e inconstante, além de outras deficiências.

Ainda em relação aos observadores, a experiência dos autores tem revelado que existem bons observadores em abundância e sempre é mais econômico valorizá-los e treiná-los adequadamente. Mesmo onde são instalados aparelhos automáticos, a presença do observador é fundamental, pois além de fazer as leituras que serão utilizadas para corrigir falhas e erros do equipamento irá zelar pela segurança da estação.

Entretanto, para reduzir esses erros a um mínimo, deve-se acompanhar permanentemente a estação, fazendo visitas regulares (uma vez por mês) e sempre chamando a atenção do observador para eventuais problemas, também ouvindo as suas reclamações e, se pertinentes, atendê-las. Deve-se manter adequadamente a estação, com os aparelhos em ordem e acessórios limpos. Antes de encerrar as observações (por exemplo substituição de estações), avisar o observador, recolher cadernetas, aparelhos e equipamentos, mas deixar no local marcos e referências de nível que permitam mais tarde uma eventual reinstalação nas mesmas condições.

No tocante ao escritório central, deve, além de administrar o funcionamento da rede, processar os dados observados, organizando arquivo e bancos de dados eletrônicos dessas informações. Cabe ao órgão operador da rede analisar primariamente os dados, detectando de imediato alguns erros grosseiros mais evidentes e também converter as cotas observadas nos postos fluviométricos em vazões. Deve-se entretanto cuidar para não destruir nessa consistência os dados originais (chamados brutos), pois muitas vezes evidências posteriores recomendam aceitar o dado bruto como correto.

Também cabe ao escritório central a publicação dos dados, pois, em se tratando de um órgão público, a população em geral deve ter acesso às informações.

Nessa linha, recomenda-se a publicação diária de determinados registros em jornais comuns e a emissão periódica de anuários hidrológicos.

Um anuário hidrológico pode conter em princípio todos os dados brutos observados em todas as estações, incluindo medidas diretas de vazão, mudanças efetuadas na estação, etc., deixando ao encargo do usuário julgar a qualidade desses dados. Ou pode apresentar dados já processados (p. ex., vazões diárias consistidas), o que facilita sua utilização por usuários menos equipados para realizar sua própria análise dos dados brutos.

No Brasil, a ANEEL tem optado pela segunda forma de apresentação. Contudo, a pedido do usuário, fornece também os dados brutos.

A opinião dos autores, no entanto, é que os órgãos operadores, inclusive de estações meteorológicas, devem publicar todos os dados brutos e, para algumas estações, as mais importantes, apresentar dados consistidos recomendados. Esse anuário apresentaria para todas as estações:

- características gerais da estação, localização, data de instalação, mudanças ocorridas, acesso, área de drenagem e tipo de controle;
- resumo de todas as medições de vazão e/ou sedimentos efetuados (no caso de estações fluviométricas e/ou sedimentométricas); e
- cotas brutas (ou precipitações) observadas durante o ano, com destaque para as máximas e mínimas de cada mês. No caso de estações meteorológicas, o conjunto de todas as grandezas observadas três vezes ao dia.

Além disso, ao menos para as chamadas estações principais (estações situadas em locais importantes e com longos registros de observações), haveria:

- curvas de descarga recomendadas e seus respectivos períodos de validade (acompanha um breve comentário explicando a razão da mudança de curva de descarga) com as medições de vazão plotadas para estações fluviométricas;



- correlação de vazão sólida/vazão líquida, se for o caso;
- vazões (ou precipitações) médias diárias, mensais e anuais consistentes, com indicação dos valores que foram alterados durante o ano;
- curva de permanência de vazão líquida e sólida, se for o caso, para o ano apresentado e para todo período de observação; e
- gráfico de frequência de valores extremos (máximos e mínimos) anuais observados, destacando-se o valor do ano em questão.

Deve-se considerar ainda nos dias atuais a conveniência desse anuário ser fornecido diretamente em forma de arquivos magnéticos (disquetes ou CD-ROM) ou mesmo a disponibilização parcial ou integral via INTERNET, para maior facilidade do usuário.

Finalmente ainda cabe salientar o importante papel que têm a cooperação e a troca de informações entre órgãos gerenciadores de redes de observação e entre estes e outros serviços de hidrologia, sejam do País ou do exterior.

Freqüentemente um rio atravessa áreas de atuação de várias agências operadoras de estações. O intercâmbio de experiência, metodologias de análise e observação e de resultados de observações vão permitir a extensão de registros ou então a correção de erros sistemáticos não detectáveis de outra forma. Como exemplo, pode-se citar a troca de dados e de informações entre a Argentina e o Brasil na bacia do rio Paraná a partir de 1982, o que resultou na obtenção de uma série ininterrupta de vazões desde 1926 no baixo rio Iguaçu (Salto Cataratas e Perfil Tipo) e numa análise de consistência e revisão das curvas de descarga do rio Paraná, em Guaíra e Posadas, permitindo ainda a extensão da série de vazões do rio Paraná por correlação, até 1901.

## MEDIÇÃO DE VARIÁVEIS HIDROLÓGICAS

### 2.1 MEDIÇÃO DE PRECIPITAÇÃO

#### 2.1.1 Características dos aparelhos de medição

Dentro do Brasil, onde a absoluta maioria da precipitação (mais de 99%) cai sob a forma de chuva (às vezes de granizo), mede-se convencionalmente a precipitação por meio de aparelhos chamados pluviômetros e pluviógrafos.

Em locais onde apreciáveis quantidades de precipitação ocorrem sob a forma de neve, esses aparelhos não são adequados para a medição, pois a área de captação fica obstruída pela própria neve. Entretanto, quando a precipitação em neve é muito reduzida, ela se funde no aparelho e pode ser medida pelo pluviômetro.

Existe ainda a possibilidade de se medirem as precipitações por meio de radar (radares meteorológicos) ou imagens de satélites, mas os erros associados a esses métodos, quando se deseja a quantificação exata, ainda são relativamente grandes. Contudo, pelo fato de apresentarem medidas em um contínuo espacial são excelentes ferramentas para interpolar espacialmente a precipitação entre os locais de instalação dos pluviômetros.

O pluviômetro é um aparelho dotado de uma superfície de captação horizontal delimitada por um anel metálico e de um reservatório para acumular a água recolhida, ligado a essa área de captação. Em função dos detalhes construtivos, há vários modelos de pluviômetros em uso no mundo. No Brasil é bastante difundido o tipo

"Ville de Paris", mostrado na Foto 2.1.

O pluviômetro "Ville de Paris" possui uma área de captação de 400 cm<sup>2</sup>, de modo que um volume de 40 ml corresponde a 1 mm de precipitação. A água acumulada no aparelho é tirada por meio de uma torneira situada no fundo do aparelho em horários prefixados (nas estações da ANEEL às 7:00 h, nas estações da SUDERHSA às 7:00 h e 17:00 h e nas estações meteorológicas às 12:00, 18:00 e 24:00 GMT = hora do meridiano de Greenwich) e medida através de uma proveta calibrada especificamente para o tipo de pluviômetro utilizado (Foto 2.2).

Quando não se dispõe de uma proveta calibrada, pode-se calcular a precipitação através da seguinte fórmula:

$$P = 10 \cdot \frac{V}{A} \quad (2.1)$$

onde:  $P$  - precipitação em mm;

$V$  - volume recolhido em cm<sup>3</sup> ou ml; e

$A$  - área de captação do anel em cm<sup>2</sup>.

Via de regra, as precipitações acumuladas em 24 horas e observadas antes do meio dia devem ser atribuídas ao dia anterior, pois a maior parte do período transcorrido entre as observações ocorreu nesta data.

A ausência de precipitação também é um valor observado e não pode ser confundido com falha de observação. Muitas vezes a falha de observação implica no acúmulo da precipitação de um dia para o dia seguinte gerando um duplo erro que deve ser corrigido cuidadosamente, distribuindo o total entre os dois dias proporcionalmente a valores observados em local próximo. Em alguns lugares do Brasil tem-se preenchido com 777 os dias com falhas de observação, mas no caso da chuva ocorrida nestes dias ter sido acumulada, as falhas são preenchidas com 9999.

Existe ainda, para evitar a entrada de sujeira e reduzir a evaporação da água, uma peneira entre a área de captação e o depósito de água.



Foto 2.1 - Pluviômetro "Ville de Paris"



Foto 2.2 - Retirada da água do pluviômetro para a proveta



O maior problema do pluviômetro é que ele não é adequado para medir chuvas de pequena duração; na prática, o máximo que se consegue são precipitações de seis horas de duração, o que implica em quatro leituras diárias.

Para contornar essa limitação, instalam-se, quando se exige o conhecimento da chuva em intervalos menores, os chamados pluviógrafos, que são aparelhos capazes de registrar continuamente de forma analógica ou digital a precipitação em um local. Nos aparelhos de registro analógico existe um mecanismo que registra graficamente a chuva acumulada (nas ordenadas) contra o tempo (nas abscissas). Dependendo do tipo do pluviógrafo o papel é fixado sobre um tambor giratório ou instalado na forma de bobina.

Em geral, cada gráfico em tambor tem a extensão de um dia (pluviógrafo diário) ou de uma semana (pluviógrafo semanal), e os de bobina uma autonomia de 1 a 6 meses. Existe ainda um mecanismo que faz, se a chuva acumulada atingir o limite da escala vertical, a pena voltar automaticamente ao zero, quando se diz que o pluviógrafo "sifonou", expressão que ficará clara ao se descrever o pluviógrafo de bóia.

Entre os diferentes tipos construtivos de pluviógrafos em uso, há três sistemas mais usuais: o de bóia, o de balança e o de cubas basculantes. O pluviógrafo de bóia é constituído de uma área de captação, em geral de  $200\text{cm}^2$ , ligada a um reservatório, dentro do qual existe uma bóia que é ligada a um braço com pena que registra os movimentos verticais sobre um cilindro munido de papel próprio e que gira uma rotação completa por dia. O tanque da bóia é ligado a um sifão, cujo vértice corresponde ao nível de água no tanque quando a pena alcançar o bordo superior do gráfico. Nessa situação, o sifão esvazia totalmente o tanque, retornando a pena ao bordo inferior do papel o que faz recomençar o ciclo. Na maioria dos pluviógrafos desse tipo, cada "sifonada" corresponde a uma chuva totalizada de 10 mm.

Outro tipo de pluviógrafo muito difundido no Brasil é o pluviógrafo de balança (Foto 2.3).

Esse aparelho, apresentando também uma área de captação de  $200\text{cm}^2$ , acumula a água coletada em uma cuba ligada a um braço de

balança. Com o aumento do peso, a cuba desce e transmite esse movimento a um braço com pena, que registra o movimento em um gráfico enrolado sobre um tambor que faz uma rotação por dia. Quando a pena atinge a marca dos 10 mm, a água contida na cuba, através de um sifão solidário a ela, é despejada para fora, e o conjunto volta à sua posição original. A Figura 2.1 ilustra o funcionamento do aparelho.



Foto 2.3 - Pluviógrafo de balança

O terceiro tipo de pluviógrafo encontrado com certa frequência é o pluviógrafo de cubas basculantes, mostrado na Figura 2.2. Esse pluviógrafo dispõe de uma área de captação de  $400$  a  $2.000\text{cm}^2$  e a água recolhida é dirigida a um conjunto de duas cubas suspensas por um eixo. Quando uma das cubas atinge um determinado peso (em geral 20g), o conjunto bascula e a outra cuba entra por debaixo do tubo vindo da superfície coletora, até que esteja cheia. Aí o conjunto bascula novamente, agora para o outro lado.

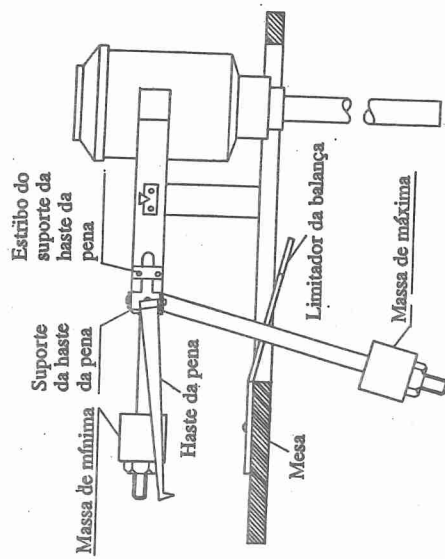
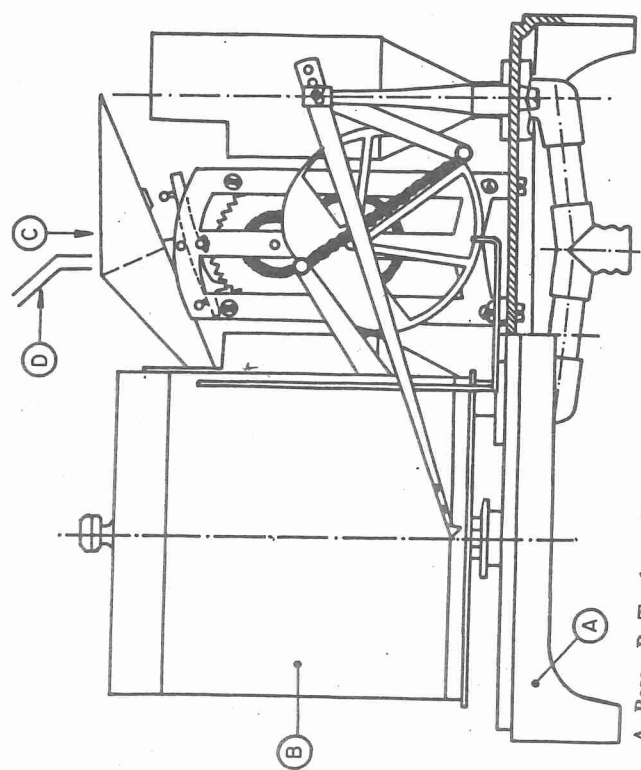


Figura 2.1 - Detalhes do mecanismo de um pluviógrafo de balança



A - Base B - Tambor C - Cubas basculantes D - Tubo ligado à superfície coletora

Figura 2.2 - Pluviógrafo de cubas basculantes

A cada movimento basculante um mecanismo semelhante ao pêndulo de um relógio de parede faz uma engrenagem avançar exatamente um dente e esse movimento é transmitido a um excêntrico em forma de coração que faz deslocar a pena sobre o gráfico.

O gráfico desse pluviógrafo não apresenta as típicas "sifonadas" dos dois tipos precedentes, mas inverte o gráfico ao chegar no limite do papel. Também não desenha um gráfico contínuo, mas um conjunto de degraus, cada um correspondente à altura de chuva equivalente ao volume da cuba basculante. Esse aparelho, por funcionar de forma discreta, presta-se especialmente bem para a obtenção de registro digital das precipitações, inclusive via telemedicação (Foto 2.4).



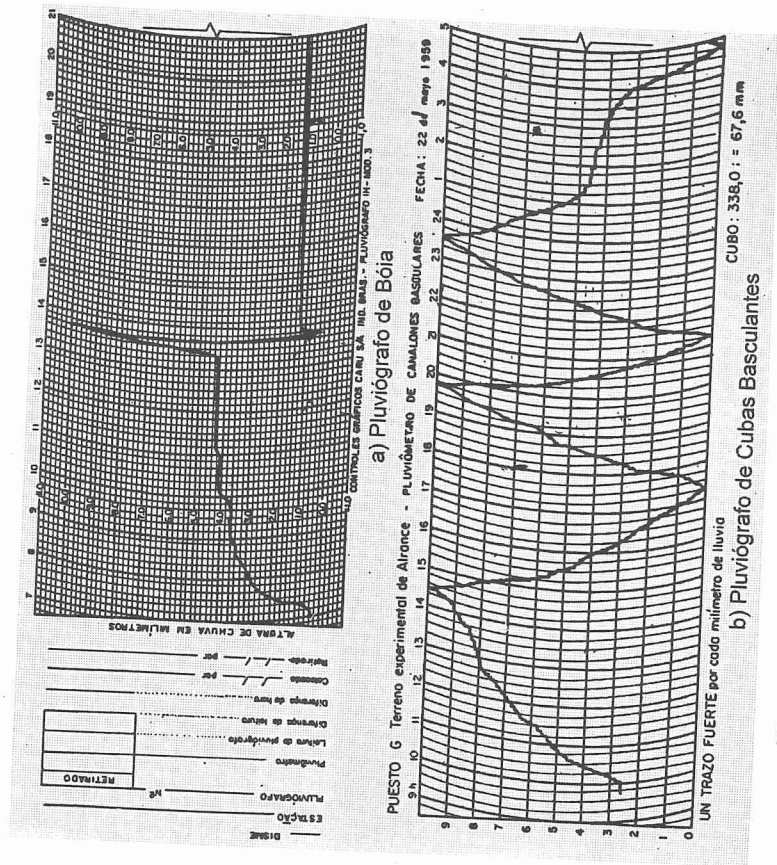
Foto 2.4 - Pluviógrafo de cubas basculantes de registro digital

A Figura 2.3 mostra registros analógicos de um pluviógrafo de bóia e de um de cubas basculantes.

Muitas vezes, quando é necessário o acompanhamento das precipitações em tempo real (p. ex., para previsão de vazões), estabelecem-se redes telemétricas de pluviometria em determinadas



bacias. Nesse caso, determinadas parcelas de chuva causam impulsos elétricos que são transmitidos à distância por linhas telefônicas, rádio, microondas ou satélite.



Para esse fim, o pluviógrafo de cubas basculantes é particularmente indicado, pois o seu sistema de medição já é adaptado às necessidades de transmissão de dados (registro discreto da precipitação).

Entretanto, também se utiliza para essa finalidade o pluviógrafo de bóia, substituindo-se a pena registradora por um divisor de tensão (potenciômetro), havendo uma proporcionalidade entre a tensão e a altura precipitada. A Foto 2.5 mostra um aparelho desse tipo, podendo-se notar o tanque da bóia e acima dele o potenciômetro de

precisão.



Foto 2.5 - Pluviógrafo de telemedição Lambrecht

Para detectarem-se eventuais falhas no mecanismo dos pluviógrafos, comuns por serem aparelhos de precisão expostos a adversidades várias, instala-se sempre ao lado um pluviômetro comum, devendo-se sempre confrontar a leitura do pluviômetro o com total acumulado do pluviógrafo. Evidentemente, devido às suas formas externas diferentes, as medidas obtidas no pluviômetro e no pluviógrafo serão sempre um pouco diferentes, mas essa diferença deve obedecer a uma certa sistemática e ser pequena (até  $\pm 10\%$ ).

Dentre as razões que justificam essa diferença, figura, em primeiro lugar, a diferente área de captação; em segundo, as formas externas diferentes (pluviógrafo maior) acarretam perturbações aerodinâmicas distintas; e, finalmente, algum obstáculo (sombra de casa, árvores, etc.) pode gerar efeitos diferentes, mesmo quando os dois aparelhos estão muito próximos.



Dentro da necessidade de se obterem informações pluviométricas em tempo real, que pode ser suprida sem dúvida por uma adequada rede telemétrica, buscaram-se recentemente outras formas de medida, dentre as quais destaca-se a do radar meteorológico.

O radar meteorológico é um sistema que opera em um comprimento de onda que é refletido por precipitações em que a intensidade da onda refletida guarda uma certa relação com a intensidade da chuva. O radar meteorológico permite assim traçar o quadro da distribuição espacial da chuva em cada instante e dentro de um raio de até 200 km.

O seu funcionamento independe do ciclo de comunicação entre estações telemétricas e a central de processamento, que é, em geral, o ponto mais fraco das redes telemétricas, pois, durante as grandes tempestades, quando a informação é vital, freqüentemente falha o sistema de transmissão de dados (interferência de rádio, postes de linhas telefônicas caídas ou submersas, estações repetidoras danificadas por vento e raios).

O radar meteorológico também permite definir com mais precisão o traçado das isoietas (linhas de igual precipitação) e, pela superposição de situações em tempos consecutivos, realizar previsões de curto prazo, acompanhando o deslocamento de chuvas isoladas. Entretanto, a precisão numérica das intensidades de precipitação obtidas pelo radar é muito inferior aos valores medidos em pluviógrafos, além de ser um equipamento caro, cuja operação requer conhecimentos e habilidades altamente especializados.

Collier (1986), analisando os erros de estimativas feitas por radar da intensidade de chuvas, concluiu que, em 50% dos casos, os erros eram superiores a 30% em relação a valores medidos por pluviógrafos. Entretanto, mostrou também que, para estimar a precipitação em pontos fora da localização exata dos registradores, a interpolação de valores observados em pluviógrafos vizinhos pode, dependendo da distância entre eles, conduzir a erros superiores aos do radar. Concluiu que, para igual precisão, o espaçamento entre pluviógrafos deveria ser, no máximo, de 20 km contra um raio de ação de 75 km no caso do radar, apoiado, para a sua calibragem, numa rede

telemétrica de 12 pluviógrafos. Isso significa que, para obter precisão equivalente ao radar, deveriam ser instalados 25 aparelhos adicionais.

Finalmente, dispõe-se ainda de imagens de satélites meteorológicos (p. ex., satélite geoestacionado "GOES"), inclusive na faixa de infravermelho, que permitem delimitar regiões de precipitações e, usando informações pontuais de precipitação via pluviômetros teleprocessados, calcular de forma mais precisa as chuvas sobre determinadas áreas.

### 2.1.2 Instalação e operação de estações pluviométricas

O local escolhido para a instalação do pluviômetro deve estar localizado num terreno plano, relativamente protegido e livre de obstáculos tais como árvores, casas, muros, etc. Recomenda-se uma distância mínima do obstáculo igual ao dobro de sua altura (Figura 2.4) e que não haja nenhuma interferência à chuva num raio de 5 m.

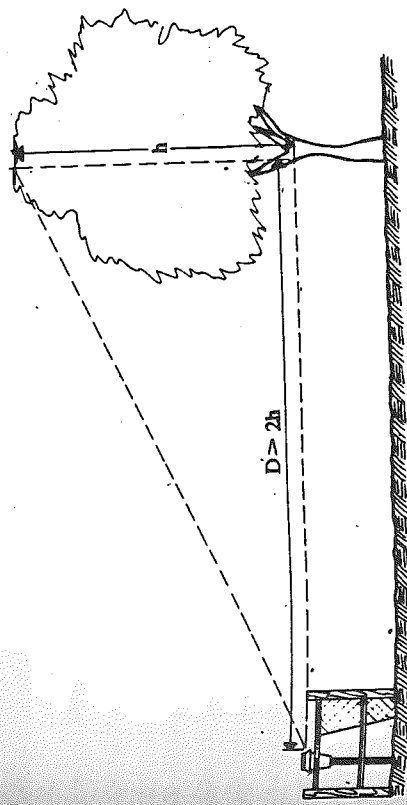


Figura 2.4 - Instalação de pluviômetro

Na escolha do local deve-se prevenir, tanto quanto possível, a necessidade de seu deslocamento, quer seja por mudança de observador, por má exposição, inundação (Foto 2.6), em função de construções próximas ou crescimento da vegetação circundante. Dar preferência a áreas públicas, em terrenos abertos, afastados de prédios

e plantações.

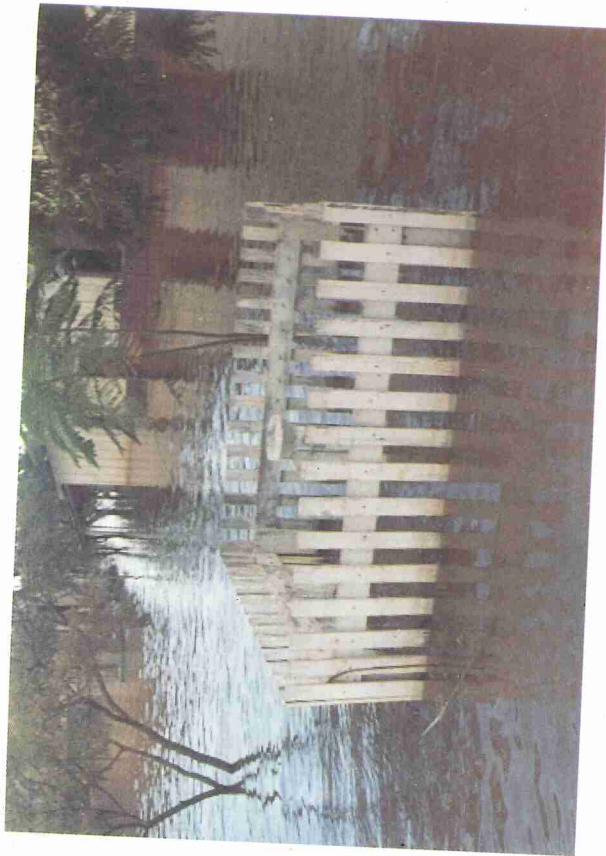


Foto 2.6 - Área de instalação de pluviômetro inundada  
(Guaíra/PR, 23/02/1983)

São consideradas transferências de pluviômetros apenas os deslocamentos para locais próximos e com as mesmas características do local de origem. Quando os deslocamentos envolvem distâncias maiores e mudanças significativas de altitude ou de características da região, o deslocamento implica numa extinção de uma estação e a instalação de uma nova.

Sempre que ocorrer transferência de uma estação, deverão ser apresentadas no histórico da mesma informações detalhadas quanto à posição relativa dos dois locais e a diferença de altitude entre ambos.

É muito importante, principalmente no meio rural, cercar o pluviômetro (Fotos 2.1, 2.2, 2.3, 2.6 e 2.7) para impedir que animais se encostem, tirando o aparelho do lugar ou do nível. A cerca também é útil para evitar que estranhos, por curiosidade, manipulem a torneira, alterando com isto a qualidade dos registros.

Na instalação de um pluviômetro, as normas do DNAEE, atual ANEEL, recomendam que o aro que delimita o pluviômetro esteja a uma altura de 1,50 m sobre o solo para a superfície receptora. Esse aro deve estar num plano horizontal e não pode apresentar deformações.

O pluviômetro é fixado em um suporte de madeira ou de concreto de dimensões aproximadas de  $2,00 \times 0,07 \times 0,07$  m, por meio de braçadeiras de ferro. Esse suporte é enterrado no solo, cerca de 50 cm e deve ficar perfeitamente fixo no terreno. No caso de se utilizar suporte de madeira é recomendado que o mesmo seja previamente pintado com piche ou qualquer protetor de madeira.

O suporte deve estar exatamente na vertical. Para confirmar que a área de captação do pluviômetro está exatamente na horizontal e a 1,50 m do solo, coloca-se um nível de pedreiro em duas posições perpendiculares entre si sobre as bordas do anel de captação e verifica-se a posição da bolha (Foto 2.7).

Quanto ao vento, Jaquet (citado por Roche, 1963), analisando 337 chuvas diárias, concluiu que a ação do vento provoca uma leitura menor em um pluviômetro a 1,50 m de altura quando comparado com a precipitação medida junto ao solo. Entretanto, a correlação para corrigir esse tipo de erro é muito variável e irregular. Para tornar os registros comparáveis, a preocupação do hidrólogo deve ser a de instalar todos os pluviômetros à mesma altura do solo (1,50 m). Porém, pode-se observar frequentemente um afastamento dessa norma até pela própria ANEEL (Fotos 2.13 e 2.16) sob os mais variados pretextos (geralmente de ordem prática e construtiva).

Durante a instalação e posteriormente nas fiscalizações deve ser verificado com atenção se o pluviômetro não apresenta vazamentos, solicitando ao observador especial cuidado para sanar imediatamente qualquer perda de água e fechar a torneira firmemente, imediatamente após ter sido coletada com a proveta a água existente no pluviômetro.

Para a obtenção dos dados pluviométricos são necessários, além desse instrumento, um par de provetas graduadas em milímetros, sendo uma de 7 ou 10 mm e outra de 25 mm e uma caderneta apropriada para as anotações. Em princípio somente deverão ser utilizadas as provetas apropriadas ao tipo de pluviômetro e de modo



algum ser utilizada a do pluviógrafo, pois dessa maneira a observação será distorcida.



Foto 2.7 - Cercado de madeira e nivelamento da área de captação do pluviômetro

Quando da indisponibilidade de provetas, o observador deverá usar outro recipiente para medir o volume de água em mililitros (ml). A conversão para milímetro (mm) deverá ser feita pela equação 2.1 cuidadosamente pelo hidrometrista anotando-se o ocorrido na caderneta. Caso o observador não disponha de um recipiente graduado deverá usar uma régua para medir a altura da água em um recipiente qualquer. Esse recipiente deverá ser recolhido pelo hidrometrista para calibração e posterior correção dos dados.

Cabe ao observador realizar a coleta dos dados, que consiste em:

- diariamente, nos horários de leitura, verificar se existe água de chuva no pluviômetro, caso positivo medir com o auxílio da proveta a altura em milímetros da precipitação colhida pelo instrumento. Verificar no final desta operação se a torneira do

pluviômetro está bem fechada;

- anotar na caderneta a altura da chuva na data e horário correspondentes em que esta foi medida; e
- sempre que possível o observador deverá anotar, na caderneta, o início e o fim das chuvas de longa duração, além de informações sobre o tempo (chuva, sol, nublado, neblina, etc.).

É necessária a realização de visitas periódicas de inspeção aos pluviômetros, por pessoal especializado da agência mantenedora.

Para os pluviômetros instalados junto às estações fluviométricas, a inspeção do equipamento pluviométrico é realizada pela equipe de hidrometria juntamente com a inspeção da estação fluviométrica anexa.

Nessas visitas de inspeção cabe ao hidrometrista ou técnico responsável pela inspeção:

- instruir o observador e verificar se o mesmo está desempenhando corretamente sua tarefa;
- verificar o estado das instalações, a existência de vazamentos, executando os reparos necessários;
- substituir o equipamento, quando não for possível repará-lo;
- preencher a ficha de inspeção, anotando os serviços que foram feitos, assim como dar o visto na caderneta anotando dia e hora de visita;
- recolher os originais das observações assinados pelo observador e fornecer novas cadernetas, quando necessário. No caso do envio das fichas de observação pelo correio fornecer envelopes selados e endereçados;
- em alguns casos efetuar o pagamento dos observadores; e
- verificar se o original das observações identifica a estação de origem.

No escritório, cabe ao hidrometrista e/ou aos técnicos responsáveis pela operação:

- corrigir as deficiências tais como, falta de vírgula, números mal escritos, traços de indicação de chuva anotados sem correspondência com a data em que foi colhida a precipitação, e tantos outros normalmente encontrados nos mapas de pluviosidade;
- as correções deverão ser sempre anotadas de tal forma que não se destruam os dados originais;
- anotar na ficha de ocorrência da estação as deficiências encontradas, comunicar ao observador as referidas falhas e quando não surtir o efeito desejado, providenciar a substituição do observador;
- durante o período que antecede a fiscalização das estações, elaborar um roteiro para a inspeção, indicando as deficiências encontradas nas observações e os dados faltosos;
- verificar se o código da estação e a data foram corretamente preenchidos; e
- no caso de várias leituras diárias calcular a precipitação média acumulada nas duas leituras do dia (7:00 e 17:00 h).

### 2.1.3 Instalação e operação de estações pluviográficas

O local escolhido para a instalação de pluviógrafos, em princípio, deve ter as mesmas características dos locais de instalação dos pluviômetros.

Por ser um equipamento de precisão devem ser seguidas as recomendações especificadas pelo fabricante, tomando-se alguns cuidados tanto para a instalação, como para a operação e manutenção. Os cuidados a serem tomados dependem do tipo de pluviógrafo, no entanto podem-se listar alguns:

- o tambor do relógio deverá estar perfeitamente em posição vertical. Para o ajuste existem parafusos calantes na base do relógio, e sua calibragem poderá ser obtida verificando-se que o traço da pena durante a sifonagem seja coincidente com a linha existente no papel; e

- ajustes para que a sifonagem ocorra exatamente com 10 mm e que tal operação corresponda exatamente ao gráfico desenvolvido pela pena.

Diariamente, em horário pré fixado, geralmente às 7:00 h (estações pluviográficas) ou às 12:00 h GMT, equivalente a 9:00 h horário de Brasília (estações meteorológicas) o observador deve verificar se existem registros de chuva no diagrama. Caso o gráfico tenha autonomia de um dia e tenha chovido, o gráfico deve ser substituído por um novo. Se não houver chuva registrada no gráfico, as instruções de alguns órgãos operadores recomendam que o gráfico seja reutilizado até no máximo três dias.

Da mesma forma podem ser reutilizados os gráficos com autonomia de uma semana.

Nos aparelhos com autonomia de um a seis meses, a troca do papel deverá ser realizada preferencialmente pelo hidrometrista. Entretanto, o observador deverá ser orientado para fazê-lo caso haja necessidade.

Antes da colocação dos diagramas nos registradores, deverão ser anotados o nome da estação, entidade e a data e hora em que está sendo colocado. Posteriormente, quando o gráfico for substituído, deverá ser anotada a data e hora em que foi retirado.

É conveniente que os hidrometristas realizem visitas de inspeção periódicas para manutenção das estações pluviográficas. Durante essas visitas de inspeção:

- devem ser anotadas na ficha de inspeção as ocorrências relativas a falhas, mecanismo desregulado, defeitos mecânicos ou entupimentos dos dutos dos pluviógrafos;
- os defeitos devem ser corrigidos na medida do possível e o mecanismo regulado adequadamente;
- todas as providências tomadas para a recuperação do pluviógrafo devem ser relatadas na ficha de inspeção e posteriormente transcritas para o histórico da estação;
- recolhidos os gráficos que posteriormente devem ser interpretados

no escritório; e

- caso não seja possível consertar o aparelho no campo deve-se removê-lo para a sede da agência para recuperação ou substituição. Neste caso deve-se evitar deixar a estação sem o aparelho por tempo prolongado.

O total diário de chuva registrado pelo pluviógrafo deve ser comparado com a chuva acumulada no pluviômetro. São admissíveis diferenças de 10 a 15% para pequenas precipitações, de 5 a 10% para precipitações médias e menos de 5% para grandes precipitações. Quando as diferenças são superiores a estes valores e não havendo nenhuma anotação de erro em qualquer dos registros, deve-se optar pela leitura do pluviômetro, ajustando-se os dados pluviográficos proporcionalmente.

Atualmente já estão disponíveis programas para digitalização dos gráficos registradores, como o GEDAC, desenvolvido por Olavo Pedrolo do IPH, e o DMH, desenvolvido pela COPEL e CEHPAR.

A tendência atual é a utilização de registradores magnéticos para coleta e armazenamento de dados em forma digital. Estações automáticas de medição de variáveis hidrológicas usam *datalogger* ou "Logging System", que é uma plataforma de coleta e armazenamento de dados (*Data Collection Platforms - DCP*). Este equipamento pode possuir tantos canais quanto as variáveis a medir em cada estação. O mesmo pode ser programado para extrair e armazenar leituras a intervalos que possam ser modificados pelo operador, por exemplo conectar-se em intervalos de 15 minutos ou cada hora e obter os totais de chuva a certa data e hora.

Os dados são descarregados através de uma conexão com a estação de campo. Pode ser feita no local com um computador (*notebook*) conectado diretamente através da porta serial, ou de maneira remota, através de conexão telemétrica via linha telefônica ou por satélite com a estação base.

Os registradores magnéticos possuem a grande vantagem de eliminar o trabalho de digitalização e interpretação dos gráficos tradicionais, eliminando também uma fonte de erro. No entanto, os sensores podem apresentar descalibração, necessitando constantes

correções nas leituras e aferições regulares no equipamento. As correções nas leituras são feitas a partir das leituras no pluviômetro, portanto, um sistema automático não elimina o monitoramento tradicional.

## 2.2 MEDIÇÃO DE NÍVEIS DE ÁGUA E IMPLANTAÇÃO DA SEÇÃO DE MEDIÇÃO DE VAZÃO LÍQUIDA

### 2.2.1 Características dos aparelhos de medição

O estudo do regime hidrológico de um curso de água exige, evidentemente, o conhecimento da variação da sua vazão ao longo do tempo. Como a avaliação diária dessa vazão por um processo direto (medição e integração do campo de velocidades na seção transversal) seria excessivamente oneroso e complicado, opta-se em geral pelo registro diário, duas vezes ao dia ou contínuo no tempo, do nível de água e pela determinação da relação entre nível de água e vazão. Aqui será descrita apenas a medição do nível de água; a determinação da relação nível da água e vazão será objeto do capítulo 5.

Mede-se o nível de água por meio de linímetros, mais comumente chamados de réguas linimétricas e linígrafos. Uma régua linimétrica nada mais é do que uma escala graduada, de madeira (Foto 2.8), de metal (esmaltada (Foto 2.9) ou não), ou mesmo pintada sobre uma superfície vertical de concreto (Foto 2.8).

Entre essas, as réguas de madeira, com lances de 1 a 2 m, denteadas a cada 2 cm, designadas "Tipo Divisão de Águas", já foram largamente utilizadas e permanecem como alternativa em alguns locais. O principal mérito desse tipo é o seu custo reduzido e a intercambiabilidade dos lances, pois a marcação dos metros é, em geral, acrescentada no local.





Foto 2.8 - Régua de madeira (esquerda) e pintada sobre concreto (direita)

A sua grande desvantagem é a facilidade com que o observador, em geral pessoa de pouca instrução, pode cometer enganos na leitura (p. ex., erros de metros ou decímetros). Esse problema tem levado várias instituições, entre elas a SUDERHSA, a substituírem as réguaas denteadas de madeira por outros tipos menos sujeitos a erros de leitura, porque são numeradas de forma completa a cada duas divisões de escala.

Percebe-se na prática que a melhor solução são as réguaas de ferro esmaltadas, como a da Foto 2.9. O antigo DNAEE tentou introduzir um tipo semelhante fabricado em alumínio anodizado (Foto 2.10), mas que não apresentou resultados bons porque a sujeira da água adere à régua, tornando as inscrições pouco legíveis. A régua esmaltada também é utilizada na maioria dos rios pelo serviço de hidrometria da Argentina, sem no entanto apresentar a marcação numérica completa a cada 2 cm, obrigando o observador a contagem dos traços intermediários em ordem decrescente. A Foto 2.11 mostra a estação de Perfil Tipo com a régua marcando 5,12 m.

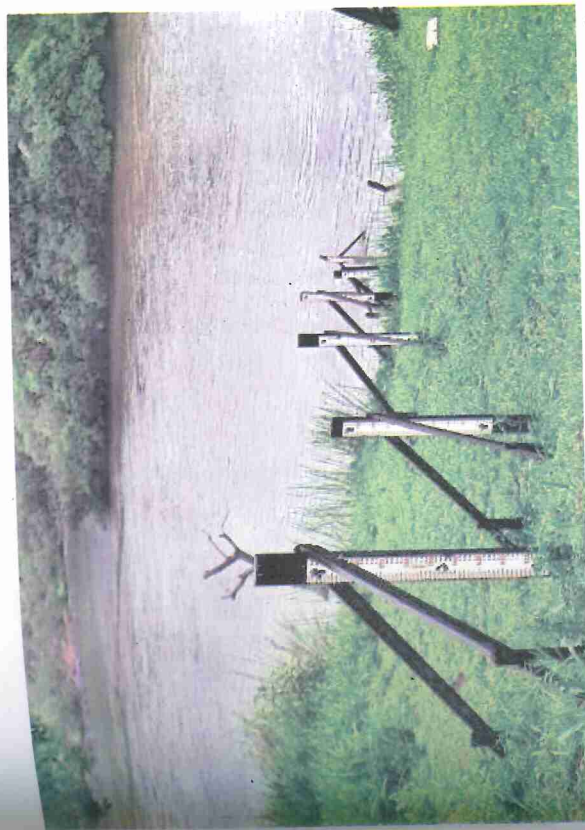


Foto 2.9 - Seção de réguaas esmaltadas

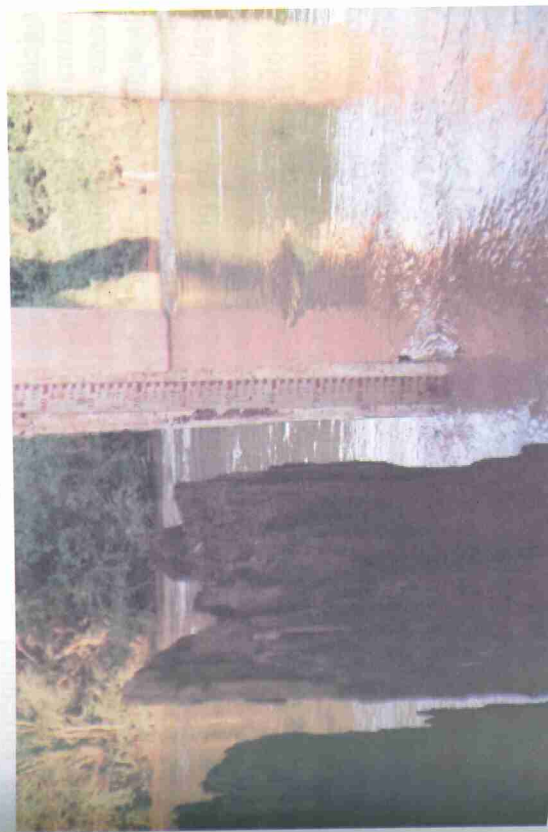


Foto 2.10 - Régua em alumínio anodizado (Ponte do Capanema, rio Capanema, Paraná)



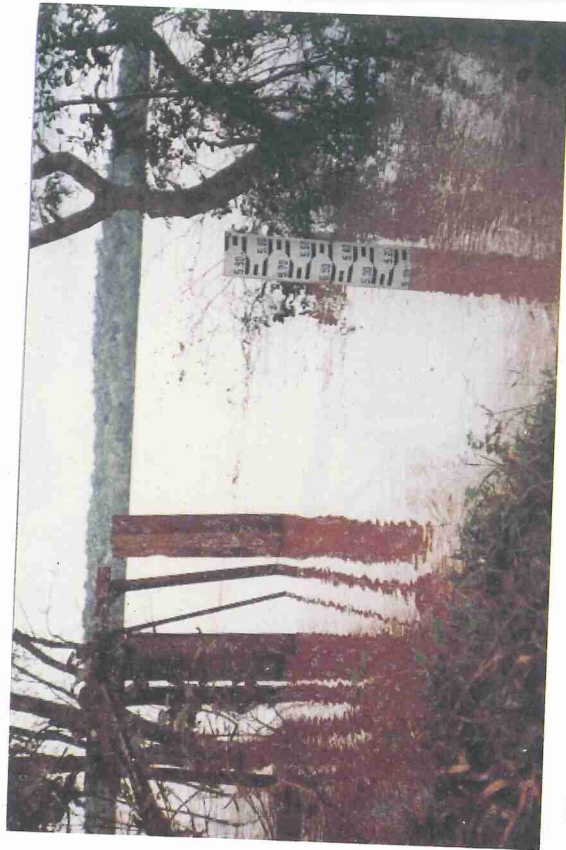


Foto 2.11 - Régua esmaltada (Perfil Tipo, rio Iguazu, Argentina)

Evidentemente, as leituras de uma régua linimétrica estão sujeitas a uma série de erros, entre os quais - além de dificuldades naturais na leitura durante cheias, quando o nível de água oscila às vezes até por alguns decímetros, ou problemas causados pelo impacto da água em alta velocidade contra o suporte da régua - podem-se destacar os chamados erros grosseiros (resultantes de imperícia ou negligência do observador) e os erros sistemáticos que, em geral, provêm de mudanças casuais ou mal documentadas do zero da régua.

Entre os erros grosseiros, o mais comum é o erro de metros inteiros, quando o observador se engana com relação ao lance (isto é comum nos lances de madeira denteados), ou então a invenção pura e simples do registro, quando o observador não realizou a leitura no dia em questão. Também a comodidade, que estimula a leitura a grande distância (para não ter que descer o barranco da margem do rio) é uma fonte de erros frequentes (Foto 2.12). Todos esses erros, que têm origem no observador, podem e devem ser reduzidos a um mínimo, o que se consegue mediante um controle e uma assistência permanente ao observador.



Foto 2.12 - Seção de régua com escadaria para facilitar o acesso do observador (Cortesia Aerton Baade)

Os erros sistemáticos são diferenças entre o nível de água correto e o registrado na régua. Têm suas causas na instalação defeituosa da régua, independentemente do observador e são sempre de mesmo valor. A causa mais freqüente dos erros sistemáticos nas régua linimétricas reside no chamado deslocamento do zero, isto é, a régua sofreu, por uma causa qualquer, um deslocamento vertical, fazendo com que sua origem não se situe mais na cota original.

Além dos erros sistemáticos e grosseiros há também, na leitura dos níveis de água, os erros fortuitos, inevitáveis e que decorrem principalmente de ondas e da não horizontalidade do nível da água por ação do vento ou de correntes transversais.

Outra causa comum e fonte de erro sistemático de leitura nos níveis de água é o afastamento da régua da vertical causado pelo impacto de detritos ou barcos.

Além dos problemas oriundos de observadores negligentes ou mal treinados, as réguas linimétricas apresentam a desvantagem de fornecer apenas uma ou duas observações (em geral às 7:00 e 17:00 h), que podem não ser representativas da situação média diária. É perfeitamente possível que tenha ocorrido um máximo (ou mínimo) no intervalo entre as leituras, quando então a curva que une os vários níveis observados deixa de ser o linígrama real da estação. Esse problema é particularmente importante nos cursos de água onde existem usinas hidrelétricas em operação, que normalmente provocam variações rápidas nos níveis de água. Também no caso de bacias hidrográficas pequenas e particularmente no caso de bacias urbanas existe o mesmo problema.

Para contornar esse tipo de problema, costuma-se instalar em estações fluviométricas com variações rápidas de nível, aparelhos registradores contínuos do nível de água, denominados linígrafos.

Assim como no caso dos pluviógrafos, em que sempre se instala um pluviômetro ao lado, também o linígrafo não dispensa a instalação da régua, que deve, sempre que possível, ser lida normalmente às 7:00 e 17:00 h ou, pelo menos, uma vez por dia, permitindo os seus registros:

- detectar prontamente um defeito mecânico do linígrafo;
- auxiliar na interpretação do diagrama (principalmente evitar que quem examina o linígrama se "perca" nas chamadas reversões); e
- substituir o registro do linígrafo no caso de avaria do aparelho.

Sob o ponto de vista funcional, distinguem-se os linígrafos de bóia e os de pressão. Os linígrafos de bóia possuem um flutuador preso a um cabo ou a uma fita de aço que transmite o seu movimento, decorrente de uma variação do nível de água, a um eixo que desloca um estilete munido de pena sobre um gráfico de papel. Ao mesmo tempo, um mecanismo de relógio faz o gráfico avançar na direção perpendicular ao movimento da pena e a uma velocidade constante.

Construtivamente, o gráfico pode estar disposto de duas maneiras: enrolado sobre um tambor, de eixo horizontal ou vertical ou, então, deslocar-se sobre um anteparo enrolando-se em uma

bobina.

O segundo tipo apresenta a vantagem de permitir, em geral, períodos mais longos sem que haja necessidade de troca de papel. Entretanto, convém que o observador registre diariamente, diretamente sobre o gráfico, a hora e a leitura correspondente da régua linimétrica. O primeiro tipo em geral exige a troca do papel semanalmente, sendo, nessa ocasião, feita a conferência da hora e da leitura. Caso haja discrepâncias sensíveis, o funcionário encarregado da troca do papel verifica com auxílio da caderneta de leitura da régua linimétrica e anotar o ocorrido.

É muito importante a comparação constante dos registros do linígrafo com a régua correspondente, pois, sendo um mecanismo relativamente complexo, pode dar origem a vários problemas, entre os quais os mais comuns são:

- relógio mal regulado ou impreciso, em função de umidade, pancadas, etc.;
- perfuração da bóia, enchendo a mesma de água;
- no caso de o movimento da bóia ser transmitido por cabo de aço, escorregamento deste, sobre a polia;
- penetração de água da chuva ou alagamento do aparelho, borrando o gráfico e/ou danificando o mecanismo;
- emperramento do movimento das engrenagens ou da pena;
- oscilações rápidas do nível provocando borrões no gráfico;
- secagem da tinta da pena; e
- entupimento dos condutos entre o poço e o rio.

Para evitar que as oscilações rápidas da água (ondas) sejam transmitidas ao movimento da bóia e à pena, fazendo borrar o registro, o linígrafo de bóia deve ser instalado em um poço com diâmetro mínimo de 80 cm (para que se possam fazer inspeção e limpeza), ligado ao rio por meio de condutos, cuja seção transversal seja inferior a 1/20 da seção do poço. Esses condutos, em número nunca inferior a dois, devem ser controlados para que não se obstruam, pois aí o



aparelho deixará de indicar os níveis corretos.

Há casos em que o poço pode ser substituído por um tubo metálico, preso a um pilar de ponte ou então fixado por uma estrutura metálica própria. Evidentemente, o aparelho deve ser instalado a uma cota suficientemente alta, para que não seja alcançado pelas enchentes, e com tal firmeza que a corrente, por ocasião de cheias, não destrua a instalação.

Existem vários tipos de linígrafos de bóia fabricados pela Hidrologia S/A e entre as marcas estrangeiras tradicionais cumpre citar as empresas Stevens e A. OTT.

A grande desvantagem do linígrafo de bóia consiste na sua instalação muito dispendiosa, a escavação do poço e da construção dos condutos de ligação, mostrado na Figura 2.5 e Foto 2.13. Em locais onde há afloramento de rocha ou cobertura de solo muito pequena, essa escavação é muito cara e trabalhosa, exigindo o emprego de explosivos.

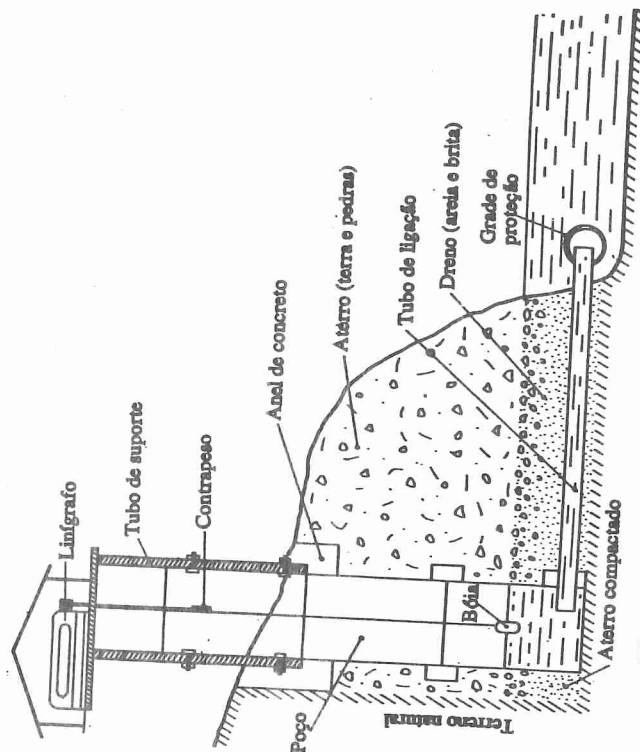


Figura 2.5 - Instalação de um linígrafo de bóia



Foto 2.13 - Instalação de um linígrafo de bóia, atualmente equipado com sensores automáticos e transmissão via satélite (Cortesia Aerton Baade)

Por essa razão, recentemente, tem-se dado preferência ao linígrafo de pressão, que dispensa a construção do poço. Entre os linígrafos de pressão existe o linígrafo de bolhas, de concepção mais antiga e atualmente pouco usado, e o linígrafo com transdutor eletrônico de pressão, cujo desenvolvimento recente resulta em um equipamento compacto e robusto de custo reduzido (Foto 2.14).

A Figura 2.6 mostra esquematicamente o funcionamento de um linígrafo de bolhas. A parte instrumental e, por conseguinte, a manutenção desse tipo de linígrafo são mais complexas e caras. Na Foto 2.15 é apresentada uma instalação defeituosa do linígrafo de pressão de bolhas, no qual ocorrem níveis abaixo dos utilizados no projeto da instalação.

O linígrafo com transdutor de pressão normalmente grava os valores dos níveis de água em um arquivo magnético (*datalogger*), donde podem ser transferidos diretamente para o computador eliminando as transcrições de dados que constitui uma importante

fonte de erros nos equipamentos tradicionais.

Por essas vantagens esse tipo de linígrafo passou a substituir os modelos anteriores, embora estes ainda sejam encontrados em instalações mais antigas.

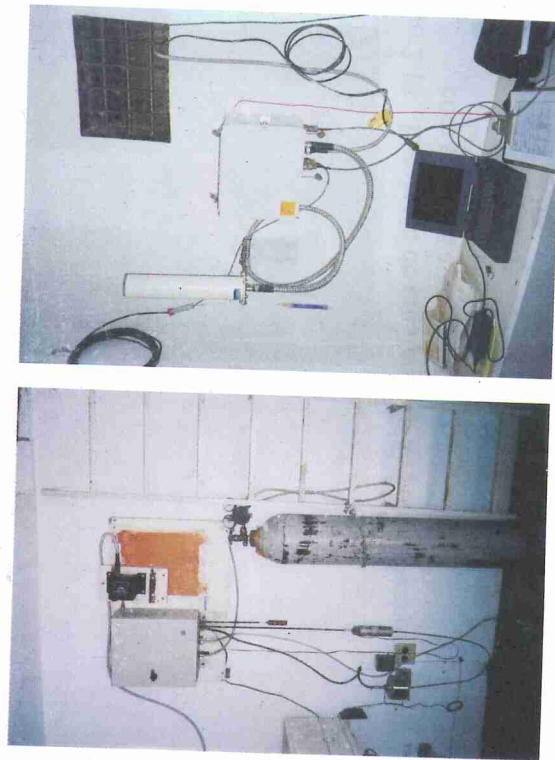


Foto 2.14 - Instalação de um linígrafo de bolhas com registro analógico (esquerda) e de um linígrafo com transdutor eletrônico de pressão com registro digital e transmissão via satélite (direita) (Cortesia Aerton Baade)

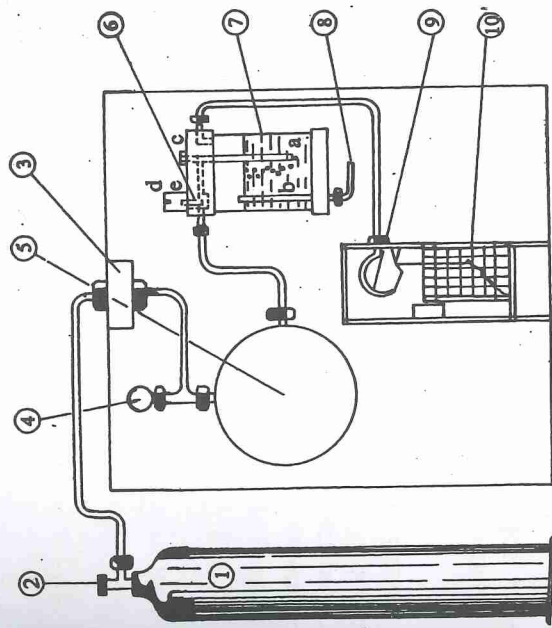
Assim como no caso das observações pluviométricas, também na medida dos níveis de água existem situações que exigem a implantação de redes telemétricas. Essas situações ocorrem no caso de necessidade da previsão de vazões e precipitações com monitoramento, em tempo real, do comportamento das bacias hidrográficas.

A forma mais fácil e direta de ter acesso às informações dos níveis de água em tempo real consiste em dar ao observador de uma régua limimétrica um equipamento de comunicação (rádio, telefone, etc.), fazendo com que informe à central, em intervalos regulares ou

quando solicitado, as leituras da régua.

Essa forma de se dispor das informações é, entretanto, limitada e apresenta alguns inconvenientes como, por exemplo, a impossibilidade, em geral, de leitura à noite ou a intervalos muito curtos. Mas deve-se lembrar de que esse tipo de "estação telemétrica" ainda é a mais barata e é eficiente para muitos propósitos de monitoramento de bacias.

Quando as exigências do sistema de previsão ultrapassam as possibilidades desse tipo de telemedição, devem-se instalar redes telemétricas automáticas, nas quais a medida do nível de água e a transferência dessa informação a uma central é totalmente automatizada.



1. Tubo de ar comprimido 2. Válvula 3. Filtro 4. Manômetro 5. Redutor de pressão 6. Dispositivo capilar 7. Visor 8. Tubo de ligação com a tomada de pressão 9. Manômetro registrador (registro do nível d'água) 10. Mecanismo de transporte de papel

Figura 2.6 - Linígrafo de pressão de bolhas



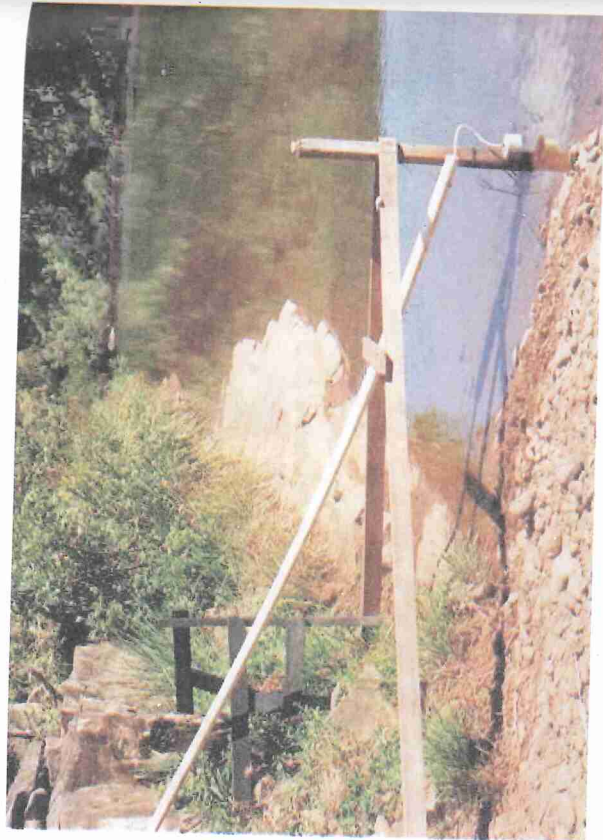


Foto 2.15 - Linígrafo de pressão de bolhas com sensor fora da água

Neste caso, aparelhos similares aos linígrafos, dotados de sensores e circuitos eletrônicos, enviam sinais codificados, a intervalos regulares ou quando solicitados, por meio de um sistema de comunicação (canal de telefone, microonda, linha física própria, VHF, satélite), à central onde os dados podem ser arquivados em meio digital e também serem usados diretamente como entrada em um programa computacional de previsão de vazão.

A estação telemétrica em geral constitui-se numa estação linigráfica, onde se acrescentaram sensores apropriados, um canal de comunicação e equipamentos de controle (Foto 2.16).

O que, entretanto, deve ficar claro é que, antes da implantação de uma rede telemétrica, é necessário ter-se clareza sobre os objetivos pretendidos, e que, de preferência, os modelos matemáticos necessários à utilização da informação coletada estejam já desenvolvidos, calibrados e implantados. Evidentemente, a calibragem desses modelos matemáticos exige informações hidrológicas nos mesmos locais da rede telemétrica, mas não necessariamente em

tempo real. Porém, para esse trabalho, é importante que as séries temporais dos dados sejam longas. Por conseguinte, deve-se instalar a rede telemétrica nos locais das estações já existentes há bastante tempo, pois assim a calibragem dos modelos matemáticos necessários para o processamento em tempo real pode ser feita com base nos registros já disponíveis.



Foto 2.16 - Estações telemétricas de União da Vitória/PR (esquerda) e Rio Negro/SC (direita) (Cortesia Aerton Baade)

### 2.2.2 Instalação e operação de estações fluviométricas

Na escolha do local de instalação das estações fluviométricas deve-se procurar um local do rio onde a calha obedece a alguns requisitos básicos:

- trecho reto, ambas as margens bem definidas, altas e estáveis, e de fácil acesso durante as cheias;
- leito regular e estável (preferencialmente rochoso, que não sofre



alterações);

- local de águas tranquilas, protegidas contra a ação de madeiras carregadas pelas enchentes;
- preferencialmente localizadas próximas e a montante de controles hidráulicos. No caso de haver a necessidade de instalar as réguas a montante de pontes, elas devem ser instaladas no mínimo 30 m a montante, procurando evitar que haja influência da ponte sobre as leituras;
- presença de observador em potencial;
- boas condições de acesso à estação. Evidentemente que as condições de acesso podem mudar com o tempo (Foto 2.17); e
- facilidade de efetuar medições de vazão no local ou em uma seção próxima.

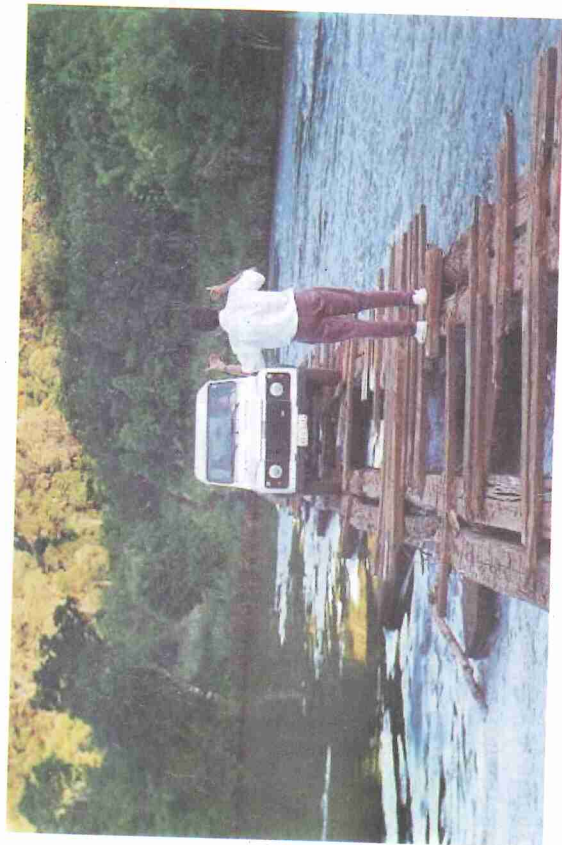


Foto 2.17 - Ponte sem manutenção

Denomina-se “controle” a seção do rio que determina o nível de água no local para cada vazão, como será apresentado no capítulo 5. Existem dois tipos de controle: de canal e de seção, podendo ser

natural ou artificial.

O controle de seção ocorre em consequência da existência de corredeiras, afloramento rochoso, queda de água, soleiras e vertedores, provocando escoamento supercrítico, localizados a jusante.

O controle de canal é resultante das condições de escoamento subcrítico de um trecho do canal do rio, sem mudança de regime com condições hidráulicas próximas do escoamento uniforme.

O controle de canal é o mais comum em rios de planície com baixa declividade, sendo menos indicado por não apresentar uma correspondência biunívoca entre nível e vazão quando ocorrem variações rápidas da vazão no tempo.

Entretanto, na maioria das vezes, os fatores preponderantes na escolha da seção são a facilidade de acesso e a existência de um observador nas proximidades.

Ao instalar uma estação fluviométrica, sempre deve-se ter em conta que, na maioria dos casos, os registros só produzirão resultados através de estudos e análises hidrológicas, depois de muitos anos e que mudanças frequentes de local, mesmo quando entre locais próximos entre si, levam à necessidade de se repetir muitos trabalhos, além de sempre gerarem um componente de incerteza nos estudos hidrológicos correspondentes.

Assim, via de regra devem-se evitar locais onde se supõe que, em breve, possam haver alterações que obriguem mudança de local (p. ex., afogamento por barragem, dragagem no rio, edificações ou terraplenagem no local).

A instalação das réguas deve ser feita a uma distância da margem que permita boa visibilidade, evitando-se situações como a mostrada na Foto 2.18. As réguas podem ser fixadas em suportes de madeira de lei ou metal, protegidas contra intempéries, enterradas, concretadas na base dos suportes das réguas ou presas a cavaletes, encostos, ou peças de pontes conforme as necessidades e facilidades locais.





Foto 2.18 - Régua longe da margem

Os níveis máximos e mínimos dos lances a serem instalados devem ser definidos a partir de informações colhidas junto aos moradores mais antigos da região, de modo a evitar que a água ultrapasse os limites superiores e inferiores dos lances.

Sempre que possível as réguas devem ser instaladas perpendicularmente ao eixo do rio.

O "zero da régua" deve estar, na medida do possível, sempre mergulhado na água, mesmo durante as estiagens mais severas. Isso evita a necessidade de leituras negativas, que são tradicionalmente uma fonte de erros. Cabe lembrar que na instalação de um lance de régua de leitura negativa, o mesmo deve ser posicionado de forma invertida, com os valores diminuindo a partir do "zero da régua", ou seja, a régua de leitura negativa é uma régua normal que deve ser instalada "de cabeça para baixo".

Deve-se deixar com o observador pelo menos um suporte com o respectivo lance de régua e orientá-lo para a instalação deste lance em caso de destruição de um lance ou para complementação de níveis

abaixo e/ou acima da faixa dos lances instalados.

Para observador deve ser escolhida uma pessoa idônea, de preferência que more nas proximidades da estação e de condições modestas, a quem possa interessar a gratificação mensal paga pelas entidades operadoras.

Os observadores devem ser bem orientados quanto à realização das leituras das réguas. A precisão de leitura também é variável:

- na régua de madeira cada dente corresponde a 2 cm;
- a régua esmaltada tem graduações de 1 cm; e
- no caso da escala pintada sobre o pilar de concreto a marcação é de 10 cm.

Quando a variação do nível de água é considerável, é usual instalar, para facilitar a leitura, a régua em vários lances. Cada lance representa uma peça de 1 ou 2m. A Foto 2.9 mostra uma instalação completa, onde são vistos seis lances de 1 m cada.

Também deve-se tomar uma série de cuidados, que às vezes parecem até óbvios, na instalação de uma régua limimétrica, para que os seus registros sejam confiáveis. As Foto 2.19 e 2.20 mostram uma série de instalações defeituosas, vendo-se: régua, além de suja, fora da vertical (levando a erro sistemático); régua fixada em uma árvore (a árvore cresce e desloca o "zero" da régua); e régua instalada em região de acúmulo de troncos e detritos, que, por ocasião das cheias, deslocam ou até arrancam a régua.

Um detalhe importante é a necessidade de instalar junto à régua duas ou mais referências de nível (RN), para permitir a reinstalação na mesma cota, na eventualidade de os lances terem sido destruídos por uma enchente ou atos de vandalismo.

A RN mais comum é a de concreto, enterrada nas proximidades da régua (Fotos 2.9 e 2.12), mas que, entretanto, tem a desvantagem de poder sofrer deslocamentos verticais em função de eventuais recalques do terreno (Foto 2.21) e assim levar a erros difíceis de detectar. Por essa razão, é preferível, desde que haja afloramentos de rocha no local, fixar um objeto metálico duradouro e identificável (p.



ex., parafuso, placa de bronze, etc.) diretamente na rocha (Foto 2.22). Outra solução é a moldagem em concreto das RRNN no local usando um furo a trado no terreno.

É importante que as RRNN sejam identificadas com um número seqüencial e cota em relação ao zero das réguas (Fotos 2.22). Na Foto 2.23 é apresentada uma RN sem nenhuma identificação, o que deve ser evitado. Sempre que possível, essas RRNN devem ser também referenciadas ao nível do mar.



Foto 2.19 - Régua suja e fora da vertical (esquerda) e régua fixada numa árvore (direita)

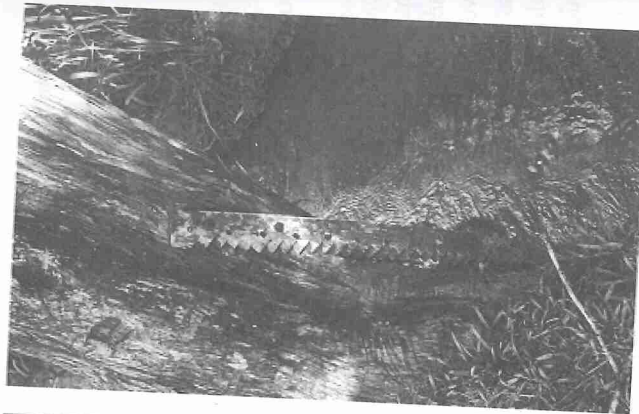


Foto 2.20 - Régua instalada em região de acúmulo de troncos



Foto 2.21 - Recalque de RN devido à erosão





Foto 2.22 - RN fixada na rocha



Foto 2.23 - RN sem identificação

As instalações devem propiciar facilidade e segurança para que o observador realize as leituras, por exemplo com instalação de escadas, limpeza sistemática do acesso, desdobramento dos lances, etc.

Na instalação dos lances deve-se cuidar para que a cota do final de um lance coincida exatamente com a do início do seguinte.

Na instalação da estação deve ser efetuado um levantamento da seção transversal, elaborado um croqui apresentando a localização de cada um dos lances, RRNN, seção transversal, existência de possíveis controles e de afluentes, como também um croqui de acesso ao local da estação.

Recomenda-se também a documentação fotográfica das réguas, das RRNN, da seção de medição e das condições a montante e jusante das mesmas.

A operação de uma estação fluviométrica consiste, basicamente, em realizar leituras diárias dos níveis de água (cotas) pelos observadores e a realização periódica de medições de vazão pelos hidrometristas.

A manutenção consiste em manter em perfeito estado todas as estruturas existentes em termos de estabilidade, prumo, proteção contra intempéries do tempo e das enchentes, pintura, limpeza e sinalização, bem como manter em condições de segurança, limpeza e conforto o acesso do observador às réguas.

As principais atribuições do observador são:

- diariamente, normalmente às 7:00 e 17:00 h, fazer a leitura da régua e anotá-la em caderneta apropriada. Quando por alguma razão a leitura for feita em horário diferente do habitual anotar o fato na caderneta;
- nas grandes cheias, realizar o maior número de leituras possíveis, indicando o horário em que foram efetuadas;
- instalar a régua sobressalente sempre que houver destruição de um dos lances e/ou quando o nível da água atingir cota abaixo ou acima do primeiro ou do último lance, respectivamente. Realizar

leituras normalmente neste lance e informar à equipe de hidrometria para que as leituras na régua provisória sejam corrigidas;

- informar todas as ocorrências observadas durante a operação da estação, tais como, o rio deixou de correr no local, o rio formou um canal afastado da primeira régua, etc., anotando com precisão as datas destas; e
- durante os picos excepcionais, em que a última régua foi ultrapassada, e não tiver mais régua sobressalente, deixar materializada a marca da cheia em lugar firme (p. ex., através da implantação de piquetes nas margens ou marcando o nível em paredes ou muros).

Os hidrometristas devem realizar visitas periódicas regulares às estações, e, nessas visitas:

- escolher, trocar e treinar os observadores, verificar se os mesmos estão desempenhando corretamente sua tarefa, em alguns casos efetuar o pagamento dos mesmos;
- verificar a existência e o estado de conservação das RRNN. Na seção devem ser instaladas no mínimo duas RRNN. A distância entre as RRNN não deve ser muito grande para não prejudicar a precisão dos nivelamentos. Uma RN deve estar instalada acima da cota máxima observada. Caso alguma das RRNN esteja danificada ou mesmo destruída, providenciar as respectivas substituições. Para esta nova RN utilizar número seqüente às já instaladas, não usar o número de uma RN existente, mesmo que já tenha sido destruída;
- nivelar as régua a partir das RRNN, recuperando os lances imprestáveis, inclinados ou com diferenças superiores a 1 cm. Nestes casos após as correções efetuar contra-nivelamento. Anotar na ficha de inspeção os consertos realizados como também, se possível, o período em que podem ter afetado as leituras;
- verificar se o conjunto de régua atende aos limites de cotas mínima e máxima observadas na estação, complementando se necessário;

fazer a leitura da régua e comparar com a leitura do observador anotada no boletim;

- realizar medições de descarga líquida;
- realizar medições extras durante a subida e descida das águas durante as enchentes, se necessário, interrompendo os trabalhos de rotina. Essas medições extras correspondem a níveis nos quais não há medição ou a curva de descarga está mal definida. Em princípio, essas medições extras devem ter prioridade;
- assegurar-se de que a seção de medição apresenta boas condições também para vazões altas. Caso contrário, recomendamos escolher uma outra seção para vazões altas;
- uma vez por ano efetuar o levantamento da seção transversal abrangendo cotas acima da máxima observada;
- conservar limpa a seção de medições e de régua;
- com relação a estética e segurança das instalações deve-se conservar o gramado junto às régua e RRNN, evitando assim a erosão que compromete a firmeza dos suportes das mesmas (Foto 2.24);
- conservar legíveis as placas de identificação das estações, *PI-PF*, RRNN e as numerações das régua, substituindo os lances quando necessário ou pintando-os regularmente;
- conservar firme as instalações protegendo-as contra as intempéries;
- preencher em cada visita a ficha de inspeção, na qual deverão constar entre outras informações, o nivelamento e o contra nivelamento. Uma informação importante nessa ficha é se houve “régua seca” ou “régua coberta”, entre a visita anterior e esta visita;
- recolher uma via do boletim;
- uma vez por ano fornecer a caderneta apropriada com as três vias do boletim e recolher a caderneta anterior;
- verificar se o observador tem um lance sobressalente e instruí-lo para realizar a instalação;



- uma vez por ano documentar com fotografias a situação das instalações (réguas e RRNN) e as condições de escoamento a montante e jusante; e
- se ocorreu uma enchente entre a última visita e a atual e esta ultrapassou os lances de régua ou ocorreu à noite, nivelar as marcas da cheia e anotar a data e hora aproximada em que ocorreu. A Foto 2.25 mostra a marca na parede deixada por uma cheia;

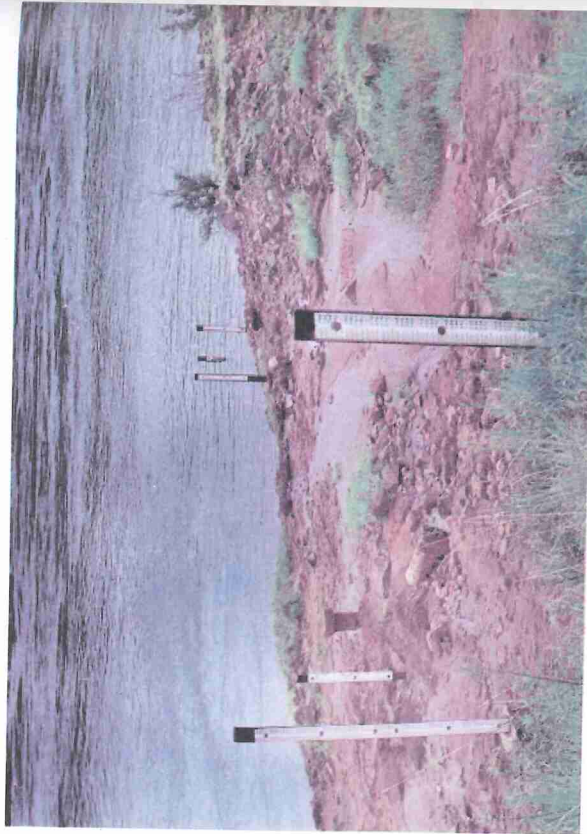


Foto 2.24 - Seção das réguas em processo de erosão

Uma grave negligência, no entanto muito comum, consiste na falta de registro ou, então, no registro deficiente da situação dos lances por ocasião da inspeção da estação. Às vezes, a equipe de hidrometria que faz a manutenção da estação, ao encontrar lances desnivelados ou caídos, nivela os lances deixando a estação em ordem, mas deixando de registrar as diferenças encontradas nos vários lances.

No escritório:

- deve ser efetuada uma análise dos boletins, verificando se os dados

não são duvidosos e se o preenchimento está correto. Verificar se o código e a data foram preenchidos corretamente e calcular a média das duas leituras do dia. Essa média pode ser usada para verificar a digitação;

- é conveniente plotar cotogramas para identificar possíveis erros de leitura e/ou de digitação;
- verificar os cálculos da ficha de inspeção;
- atualizar o histórico da estação, caso tenha havido alguma alteração nas instalações, atualizando também o croqui, se necessário;
- digitar os dados; e
- desenhar as seções transversais, de preferência em um mesmo gráfico os diversos levantamentos, para poder identificar se houve alguma mudança significativa na seção (erosão ou assoreamento).

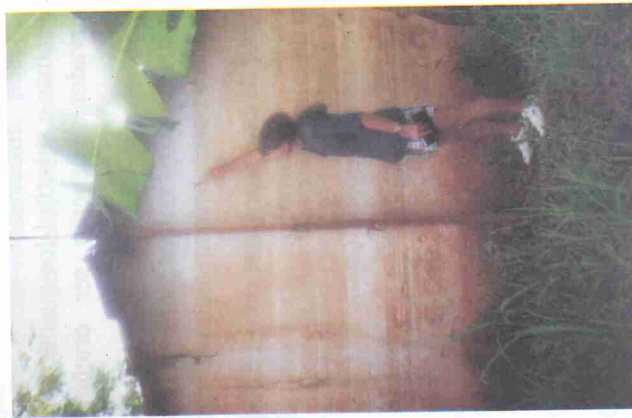


Foto 2.25 - Marca de cheia, rio Tibagi, Tibagi/PR



### 2.2.3 Instalação e operação de estações fluviográficas

Como já foi dito anteriormente, ao lado de um linígrafo sempre devem ser instaladas réguas linimétricas. Alguns esquemas construtivos de linígrafos foram apresentados no item 2.2.1. Por ser um equipamento de precisão devem ser seguidas as recomendações do fabricante do equipamento, tanto para operação, como para manutenção e operação.

É conveniente que o observador, nos horários de leitura, anote a hora e a cota sobre o diagrama do linígrafo para auxiliar na interpretação do gráfico posteriormente no escritório, como também para poder identificar algum problema de funcionamento.

É recomendado que seja efetuada uma visita no mínimo a cada dois meses às estações.

As principais atribuições do hidrometrista são:

- recolher os diagramas e substituí-los quando for o caso. Em alguns casos os observadores deverão ser orientados para fazer a substituição;
- no diagrama do linígrafo, na colocação e ou remoção, recomenda-se anotar as seguintes observações:
  - nome completo da estação, nome do rio e código da estação;
  - dia/mês/ano da colocação e da remoção;
  - hora lida no relógio do operador;
  - hora lida na pena do linígrafo;
  - cota lida na régua;
  - cota lida no dispositivo do linígrafo; e
  - assinatura do hidrometrista.
- corrigir durante a visita as falhas, defeitos, etc. encontrados nos linígrafos. Caso haja necessidade de ajustá-los sempre anotar as informações relativas a hora lida no relógio do operador, hora lida na pena do linígrafo, cota lida na régua e cota lida no linígrafo.

## 2.3 ANÁLISE DE CONSISTÊNCIA

### 2.3.1 Tipos de erros em informações hidrológicas

Todo dado hidrológico é fruto de uma ou mais observações ou medidas realizadas no campo. As informações hidrológicas são coletadas em estações que, em função do tipo das grandezas físicas observadas, são classificadas em estações fluviométricas, sedimentométricas, pluviométricas, evaporimétricas, meteorológicas, etc.

Nessas estações, o dado físico é observado, via de regra por instrumentos, automáticos ou não, e, em função das imperfeições da medida, o valor observado em geral difere do valor verdadeiro por uma diferença que recebe o nome de "erro de observação". Mais tarde, na manipulação dos dados observados, podem ocorrer alterações involuntárias do valor observado; esse erro denomina-se em geral "erro de transcrição".

Os erros de observação classificam-se, de acordo com a teoria dos erros (Gauss), em três categorias: erros grosseiros, erros sistemáticos e erros fortuitos ou acidentais.

Os erros grosseiros resultam de erro humano e falhas sérias nos registradores. São, em geral, maiores que a precisão dos aparelhos e não obedecem a um padrão preestabelecido. Os erros grosseiros mais comuns são:

- pluvionetria:
  - derramamento de água na coleta;
  - atrapalho na contagem das provetas cheias;
  - torneira vazando;
  - falta de coleta em certos dias (p. ex., domingos e feriados);
  - bóia do pluviógrafo presa (soltando-se depois, sozinha);
  - correções por conta do observador, para compensar água

derramada;

- leitura em horários diferentes;
- transbordamento do pluviômetro;
- invenção pura e simples de um registro; e
- retirada da água por estranhos.

• **fluviometria:**

- erros de metro inteiro;
- erro na contagem dos dentes;
- erro do décimo;
- leitura em horários diferentes;
- atrapalho com lance de régua negativo;
- invenção do registro;
- entupimento de condutos do linígrafo;
- imprecisão do mecanismo de relógio;
- bóia furada;
- escorregamento do cabo da bóia; e
- danificação do equipamento por vandalismo.

Esse tipo de erro, em geral, não é fácil de se detectar e, usando-se normalmente a comparação com estações vizinhas, corre-se o perigo de "corrigir" um valor certo (apenas aparentemente incoerente com observações próximas).

Os erros sistemáticos são sempre erros associados ao equipamento e têm como característica principal a apresentação de um mesmo valor na repetição das condições de medidas. Esses erros resultam de aferições defeituosas, instalação inadequada ou mudança nas características dos aparelhos registradores.

Enquadram-se nesse tipo de erro:

- **pluviometria:**

- falta de regulagem no relógio do pluviógrafo;
- proveta trocada;
- exposição inadequada (debaixo de árvores, telhados, etc.);
- mudança nas condições de exposição (troca de local); e
- desnivelamento da superfície de exposição.

• **fluviometria:**

- mudança do "zero da régua";
- mudança de local ou de margem;
- influência de pontes ou outras obras no nível da água;
- laços na curva de descarga, influência de remanso; e
- alterações do leito (erosão, assoreamento, dragagem).

Finalmente, os erros fortuitos são erros de observação que estão dentro da margem de precisão dos aparelhos ou da capacidade humana de observar. Esses erros são sujeitos à teoria dos erros (seguem distribuição normal) e se propagam de acordo com essa teoria. Além disso, são, em geral, independentes da magnitude do valor observado.

São erros fortuitos:

• **pluviometria:**

- evaporação da água no pluviômetro;
- influência do vento na quantidade de chuva captada; e
- variações aleatórias do relógio.

• **fluviometria:**

- ondas e oscilações de nível;
- variações inferiores à gradação da régua;
- escorregamento do cabo de aço na roldana;
- variações de nível mais rápidas que a inércia do linígrafo; e
- erros de paralaxe na leitura.

Os erros de transcrição decorrem, na maioria dos casos de erro humano na organização de mapas, resumos, digitação de dados para processamento eletrônico e apenas muito raramente de falha dos equipamentos de processamento de dados (computador, máquina de perfurar cartão, máquina de escrever, etc.).

Na maioria das vezes, o erro de transcrição se origina na dificuldade de ler a letra do observador no boletim ou em certos vícios como o de representar um metro e dois centímetros por 1,2 m ou 1m2 e não 1,02m, como seria correto. Às vezes, também este erro resulta da troca accidental dos boletins de duas estações com nomes semelhantes (p. ex., "Cerro Azul" e "Balsa do Cerro Azul").

Evitam-se os erros de transcrição com cuidados e atenção, além de meticulosa conferência dos dados implantados em computador, usando-se para isso, sempre, os documentos mais próximos do observador. Deve-se tomar por praxe usar os boletins originais (ou cópias xerox) para conferência das leituras de régua e a caderneta original para as medições de descarga.

### 2.3.2 Detecção e correção de erros

O trabalho de analisar, para um conjunto de estações, os dados brutos disponíveis das observações (leitura de réguas, precipitações diárias, medições de vazão, etc.), de detectar os erros mais prováveis e de corrigir as observações é conhecido em hidrologia como análise de consistência.

Nas condições brasileiras, em que as informações publicadas pelas instituições operadoras das redes de observação frequentemente deixam muito a desejar em relação à eliminação de erros de observação, a análise de consistência deve, em princípio, preceder todo estudo hidrológico de alguma importância.

A análise de consistência deve ser efetuada para um conjunto de estações situadas em uma mesma bacia hidrográfica ou, no caso de precipitações, em uma área climaticamente homogênea. Entretanto, em certos casos, para permitir o preenchimento de lacunas nos registros ou a substituição de dados observados e considerados

imprestáveis, pode-se lançar mão de estações situadas em bacias ou regiões vizinhas.

Inicialmente, as estações a serem analisadas no estudo são selecionadas e separadas em dois grupos: estações principais e estações secundárias. As estações principais são os locais a partir de cujos registros os resultados do estudo hidrológico em questão são obtidos e são identificadas a partir de algumas características consideradas básicas, como:

- localização adequada na bacia para os propósitos do estudo;
- grande extensão do período de observação (em geral  $\geq 25$  anos);
- características hidráulicas favoráveis (curva de descarga estável e unívoca);
- poucos períodos de interrupção;
- número elevado de medições de vazão bem distribuídas; e
- presumivelmente bem operada com pouca ou nenhuma alteração na instalação.

As estações secundárias têm como finalidade principal verificar a existência de erros de observação ou transcrição nos dados das estações principais. Entretanto, em função dos resultados da análise de consistência, poderá uma estação secundária ser levada à condição de principal pela qualidade dos seus registros e das suas condições naturais.

Descrever-se-á aqui, em primeiro lugar, os procedimentos em uma análise de consistência de dados fluviométricos (níveis de água e vazões) e, posteriormente, serão comentados os métodos aplicáveis as estações pluviométricas.

Ao se iniciar a análise de consistência, procura-se, em primeiro lugar, coletar a maior quantidade possível de informações, tais como: estudos hidrológicos anteriores na mesma região e suas conclusões; fichas descritivas e histórico; croqui da instalação e acesso à estação; e, caso existam, algumas informações quantitativas como área de drenagem, vazão média, vazões e níveis de água máximos e mínimos.



Essas informações permitem formar uma idéia geral da estação e serão valiosas na próxima etapa, que é a visita à estação. A visita ao campo é muito importante, em geral indispensável para uma análise de consistência criteriosa, pois permite, pelo contato pessoal com o observador e da aparência do local e das instalações, formar uma idéia da qualidade das observações.

Durante a visita devem-se fazer alguns testes simples, como pedir para o observador ler a régua e conferir, verificar se a caderneta de observação está em dia, avaliar o capricho do observador pelas condições gerais da estação. Testar também a sua memória, perguntando pelo nível máximo e mínimo e deixar a impressão de que é perfeitamente possível detectar qualquer erro na leitura, além de elogiar o seu trabalho e mostrar a sua importância.

Sempre que possível, deve-se realizar uma medição de vazão nessa visita. Isto permite uma avaliação subjetiva, mas muito importante, das condições de escoamento na seção de medição.

Após a visita a pelo menos todas as estações principais, preferencialmente também às estações secundárias, inicia-se a análise de consistência propriamente dita.

Definidas as curvas de descarga, tomando-se sempre o cuidado de comparar a cota do nível de água, na medição, com as leituras feitas no mesmo dia pelo observador, determinam-se as vazões médias diárias e, a partir dessas, as vazões médias mensais e anuais ao longo de todo período de observação. Esses dados serão manipulados de várias formas.

Para se detectar uma eventual alteração nas características do controle, o que conduz a erros sistemáticos a partir de uma dada época, utiliza-se a curva duplo-acumulativa.

No caso de haver uma alteração sistemática, a partir de uma dada época, a curva duplo-acumulativa apresenta uma mudança de declividade.

Essa curva, ou melhor reta, é obtida grafando-se as vazões (em geral médias anuais) acumuladas da estação considerada contra a soma de várias estações vizinhas.

Se houver uma variação na declividade, é provável que nessa época tenha havido alguma alteração nas curvas de descarga da estação (em geral mudanças de zero ou construção de obras a jusante), o que deve ser investigado. A Figura 2.7 mostra uma curva duplo-acumulativa.

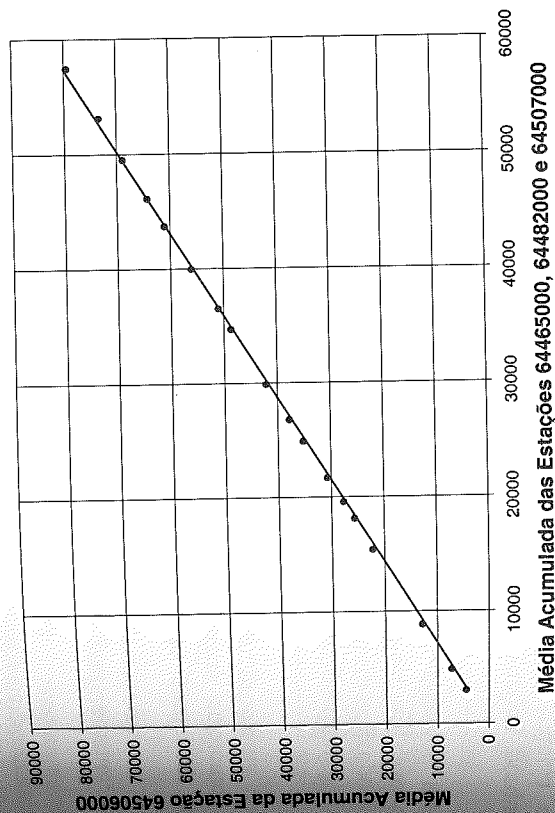


Figura 2.7 - Curva duplo-acumulativa de estações do rio Tibagi/PR

Outra técnica para detectar alterações na relação cota-vazão é o diagrama dos desvios das medições. Marca-se em um gráfico o afastamento dos percentuais da vazão medida em relação à vazão calculada pela curva de descarga em função do tempo (data de medição).

Se, ao longo de um razoável período, todos os desvios se apresentarem com o mesmo sinal (positivo ou negativo), vale a pena investigar a causa ou então rever a curva de descarga.

Após o teste duplo-acumulativo, analisam-se geralmente as curvas de permanência adimensionais. Em geral, essas curvas variam pouco ao longo de um mesmo rio, mesmo no caso de grandes

alterações na área de drenagem.

É muito importante que, no traçado da curva de permanência, seja utilizado o mesmo período de observação para todas as estações. Se uma das estações fugir do padrão comum das demais, há motivo para suspeita. As causas podem ser várias como, por exemplo, extrapolação das curvas de descarga incorreta ou erros de observação em leituras extremas (lances extremos desnivelados).

Pode-se aprimorar esse teste representando graficamente, em função da área de drenagem, as vazões de várias permanências.

Também a evolução, em função da área de drenagem das vazões específicas máximas e mínimas, de algumas enchentes e estiagens notáveis do passado pode apontar algum problema com vazões extremas.

A seguir, devem-se analisar os hidrogramas diários simultâneos das estações objeto da análise. Para essa finalidade, usam-se grupos de estações de uma mesma parte da bacia, podendo-se, no caso de confluências, usar também a soma das vazões de duas ou mais estações.

Deve-se evitar o emprego de diferenças de vazões, porque, nesse caso, pela teoria de propagação de erros (a variância da diferença é igual à soma das variâncias dos componentes), o erro relativo (percentual) tende a aumentar muito.

No traçado dos hidrogramas simultâneos, utilizam-se, às vezes, também as estações secundárias, pela sua capacidade de eventualmente explicar o comportamento diferenciado de uma estação principal.

Inicia-se a análise dos hidrogramas simultâneos por uma inspeção visual, e muitas dúvidas começam a surgir. Qualquer incoerência aparente deve ser verificada quanto à possibilidade de haver:

- erro de transcrição (deve-se consultar o boletim original);
- erro no cálculo da média das duas leituras diárias; e
- erro grosseiro do observador (metro inteiro, decímetro) em ambas

ou em apenas uma leitura do dia.

Esses erros, em geral, aparecem de forma isolada e podem ser corrigidos quase sempre pela consulta aos boletins originais. As razões para esse tipo de inconsistência podem variar, e são difíceis de se descobrir, sendo as explicações, na maioria dos casos, puras especulações. A Figura 2.8 mostra um exemplo de hidrogramas simultâneos.

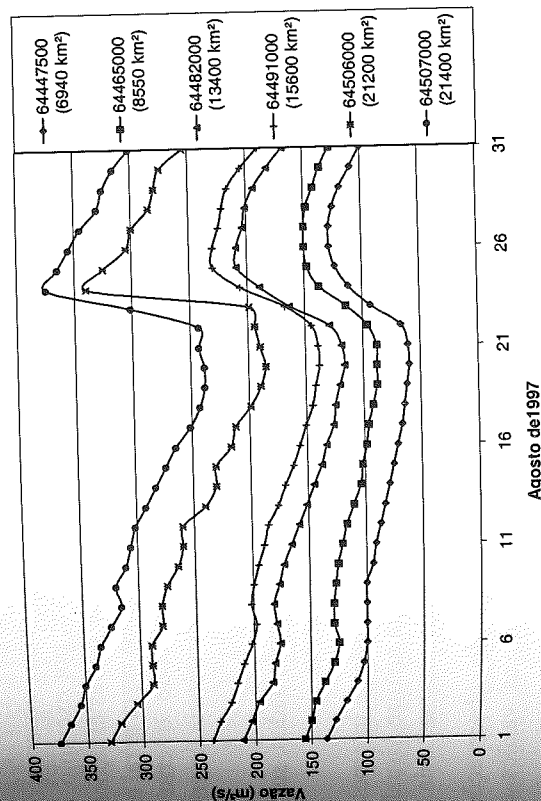


Figura 2.8 - Hidrogramas simultâneos de estações do rio Tibagi/PR

A coleta das precipitações em algumas estações da bacia pode ser muito valiosa na análise dos hidrogramas simultâneos, principalmente na avaliação de picos em estações isoladas.

Em caso de variações bruscas não proporcionais entre as estações analisadas, deve-se sempre verificar as precipitações dentro da bacia e, se possível, consultar os registros de uma estação auxiliar, mesmo que sejam apenas alturas de régua.

Também eventuais problemas na extrapolação da curva de descarga podem ser detectados quando, por exemplo, os hidrogramas

são bastante razoáveis para vazões baixas mas sugerem erros sempre que a vazão se eleva.

Outra técnica que auxilia na análise de consistência resume-se em marcar no gráfico todas as medições diretas de vazão. Isso mostra claramente a época das visitas à estação (ocasião em que, em geral, há consertos e ajustes na instalação), além de estabelecer marcas de referência para os hidrogramas, o que permite enxergar a relatividade das vazões ditas observadas.

Apesar da grande incidência de erros nas observações hidrológicas, deve-se ter em mente que a estimativa, por exemplo, de uma vazão diária individual a partir dos registros de outras estações é sempre bastante incerta. Por essa razão, adota-se como regra geral nas análises de consistência, só alterar os registros onde o erro é indiscutível. Se há dúvida, mesmo pequena, sobre a existência do erro, deve prevalecer sempre o valor observado.

Quando, entretanto, decidiu-se alterar um ou mais dados, surge a necessidade de se estimar o valor supostamente correto.

Quando se trata de uma vazão diária isolada, pode-se interpolar entre os dias vizinhos ou arbitrar um valor a partir da análise visual e subjetiva dos hidrogramas simultâneos em estações da mesma bacia.

Ao se substituir um período mais longo de observações incorretas, pode-se usar a técnica da regressão com as vazões de estações próximas. A regressão pode ser simples:

$$Q_X = \alpha Q_A + E \quad (2.2)$$

Ou múltipla:

$$Q_X = \alpha Q_A + \beta Q_B + \gamma Q_C + \dots + E \quad (2.3)$$

Onde:  $Q_A, Q_B, \dots$  - vazões concedidas nas estações A, B, ...

$Q_X$  - vazão a calcular

$\alpha, \beta, \dots$  - coeficientes

E - erro da regressão

Recomenda-se não usar regressão com termos independentes do tipo  $Q_X = \alpha Q_A + \beta$ , por levarem geralmente a graves incoerências nos valores calculados para vazões mínimas.

Os coeficientes  $\alpha, \beta, \dots$ , em geral, são obtidos pelo método dos mínimos quadrados e é usual, além da determinação do coeficiente de correlação (que deverá ser superior a 0,9), construir um gráfico mostrando os valores calculados contra os valores medidos da estação, cuja vazão se deseja estimar, marcando-se um "leque" abrangendo 95% de todos os pontos assinalados. A abertura desse leque em torno da reta de 45° permite ter uma idéia da precisão que pode ser alcançada por essa técnica.

No caso de regressão simples o coeficiente  $\alpha$  pode ser estimado como:

$$\hat{\alpha} = \frac{(\sum Q_x \cdot Q_A)}{\sum Q_A^2} \quad (2.4)$$

No caso da regressão múltipla as equações são mais complexas e podem ser encontradas em qualquer texto básico de regressão (p. ex., Johnston, 1984, Draper e Smith, 1981).

Ao plotar os pares de vazões observadas nas estações consideradas juntamente com a reta de regressão, costuma-se ainda plotar a reta correspondente à razão das vazões médias e das áreas de drenagem (Figura 2.9).

O método da correlação conduz a resultados bastante razoáveis quando aplicado a vazões médias anuais ou mensais. Porém, para vazões médias diárias, sua aplicabilidade é duvidosa em razão do tempo de deslocamento, do abatimento de ondas de cheias ao longo do rio e da não uniformidade da chuva na bacia.

Apenas em casos muito específicos, geralmente pequenas bacias com tempo de concentração inferior a 24 horas, podem-se esperar resultados razoáveis com correlação de vazões diárias. No caso geral de a correlação não ser possível para vazões diárias e se houver necessidade ou conveniência de preencher as lacunas a nível



diário, pode-se traçar um hidrograma diário, baseado nos hidrogramas simultâneos de outras estações, e verificar se a vazão média, obtida a partir desses dados diários, se encaixa dentro do leque da correlação mensal.

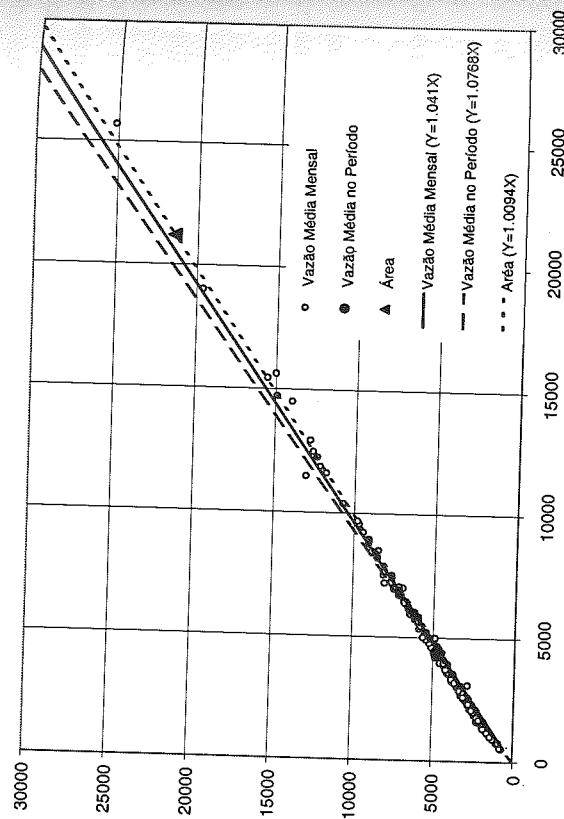


Figura 2.9 - Regressão simples entre vazões mensais

Outra possibilidade de se estimar vazões diárias faltantes ou errôneas consiste em calibrar, para a bacia em questão, um modelo matemático de transformação chuva-vazão, obtendo-se as estimativas a partir de chuvas observadas. No caso de pequenas bacias (área de drenagem até 5.000 km<sup>2</sup>), pode-se usar o hidrograma unitário, que se constitui no mais simples desses modelos, e conduz a resultados plenamente satisfatórios, no caso de vazões de cheias. No caso de estiagens um modelo bastante razoável é o da curva de recessão para escoamento base. Entretanto, deve-se sempre comparar as vazões médias mensais resultantes com os resultados da regressão de valores mensais. A experiência dos autores é de que no caso de vazões médias mensais o resultado das regressões é em geral bastante superior aos valores obtidos por transformação chuva-vazão.

Ao longo da análise de consistência, deve-se manter um controle bastante rigoroso das alterações realizadas, além de se preservar em um arquivo à parte as informações brutas originais. As listagens com vazões devem sempre registrar, por meio de símbolos convencionais, quando as alturas de réguas brutas foram alteradas e, de preferência, qual o método usado na estimativa do valor correto. Essas precauções são necessárias para, diante do enorme volume de informações analisadas, evitar confusões e permitir a reavaliação posterior das alterações feitas.

A detecção e a correção de erros de observações pluviométricas são em geral mais difíceis que no caso das vazões, devido à maior variabilidade e independência espacial das chuvas.

Na investigação de erros grosseiros, analisam-se os boletins centrando a atenção em dias inexistentes (p. ex., 30/2), registros do tipo 0,47 (impossível já que a proveta é graduada em décimos), a ocorrência sistemática de grandes precipitações às segundas-feiras (não houve leitura no fim de semana, acumulando a água no pluviômetro) e precipitações absurdas (p. ex., 1.000 mm em um dia).

Outra forma de se suspeitar de erros grosseiros é comparar os dados de estações próximas, como no exemplo mostrado na Tabela 2.1, em que a aparente incoerência em Palmas pode ser corrigida distribuindo-se a chuva proporcionalmente à média das outras duas estações.

Tabela 2.1 - Exemplo de incoerência em dados pluviométricos

Dia	União da Vitória	Santa Clara	Palmas
25	50	80	-
26	60	90	150

No caso das estações pluviográficas, sempre há a possibilidade de se comparar a chuva registrada no pluviógrafo e a coletada no pluviômetro. Quando existem diferenças, uma estação ou conjunto de estações próximas permite descobrir qual das duas observações está errada.

Para a descoberta de erros sistemáticos, em geral provocados por mudanças de local e consequentemente das condições de

exposição, utiliza-se também a curva duplo-acumulativa, da mesma forma que na análise de consistência de vazões.

No caso de se observar uma quebra na declividade da reta duplo-acumulativa, as observações mais antigas podem ser corrigidas pela expressão:

$$Pa = \frac{m_1}{m_2} P_0 \quad (2.5)$$

Onde:  $P_0$  - precipitação observada no período a ser corrigido;

$Pa$  - precipitação ajustada no período a ser corrigido; e

$m_1$  e  $m_2$  - coeficientes angulares da reta nos períodos recente e antigo.

Para o preenchimento de falhas ou a estimativa de valor correto no caso de se evidenciar um erro de observação, utiliza-se a técnica da regressão múltipla:

$$P_X = \alpha P_A + \beta P_B + \dots \quad (2.6)$$

Onde:  $P_A, P_B, \dots$  - precipitações nas estações  $A, B, \dots$ ;

$P_X$  - precipitação a estimar em  $X$ ; e

$\alpha, \beta, \dots$  - coeficientes.

Os coeficientes  $\alpha, \beta, \dots$  podem ser obtidos pelo método dos mínimos quadrados ou também por:

$$\alpha = \frac{1 \cdot M_X}{n \cdot M_A}, \beta = \frac{1 \cdot M_X}{n \cdot M_B}, \dots \quad (2.7)$$

Onde:  $n$  - números de estações usadas na regressão;

$M_A, M_B$  - precipitação média anual das estações  $A, B, \dots$ ;

$M_X$  - precipitação média anual em  $X$ .

No caso do método dos mínimos quadrados estima-se os coeficientes  $\alpha, \beta, \dots$  pela solução do seguinte sistema de equações:

$$(\sum P_A^2) \alpha + (\sum P_A P_B) \beta + \dots = \sum P_X P_A \quad (2.8)$$

$$(\sum P_A P_B) \alpha + (\sum P_B^2) \beta + \dots = \sum P_X P_B$$

$$\dots \dots \dots$$

$$(\sum P_A P_N) \alpha + (\sum P_B P_N) \beta + \dots = \sum P_X P_N$$

Alguns autores recomendam usar apenas a média aritmética das estações vizinhas, de modo que:

$$\alpha = \beta = \dots = \frac{1}{n} \quad (2.9)$$

Outro método de análise de consistência aplicável à chuva (Hiez e Rancan, 1983) é o denominado "método do vetor regional". O vetor regional é definido como "uma série cronológica, sintética, de índices pluviométricos anuais (ou mensais), oriundos da extração por um método de máxima verossimilhança da informação contida nos dados de um conjunto de estações agrupadas regionalmente".

Esses índices são únicos para toda região e estão relacionados às alturas precipitadas em cada estação por meio de coeficientes apropriados, de modo que a estimativa da altura precipitada (anual ou mensal), no ano " $i$ ", na estação " $j$ ", resulta  $P_{ij} = Li \cdot Cj$ . O vetor coluna " $Li$ " é o vetor regional e o vetor linha " $Cj$ " é o vetor de coeficientes.

O sistema de  $n \times m$  equações, que surge quando  $Li$  ( $i = 1, \dots, n$ ) e  $Cj$  ( $j = 1, \dots, m$ ) forem as incógnitas, é, em geral, incompatível, exigindo que, para a estimativa tanto do vetor regional quanto do vetor de coeficientes, se lance mão do método dos mínimos quadrados.

Define-se uma matriz de erros:

$$E_{ij} = Li \cdot Cj - P_{ij} \quad (2.10)$$

Devendo-se minimizar a soma dos quadrados dos seus elementos. Num processo iterativo, parte-se de uma estimativa inicial

do vetor regional (p. ex., a cada ano a média precipitada nas "n" estações).

$$L_i^* = \frac{1}{m} \sum_j P_{ij} \quad (2.11)$$

Com essa estimativa inicial, aplica-se para cada "j" o método dos mínimos quadrados, resultando:

$$C_j = \frac{\sum_i L_i^* \cdot P_{ij}}{\sum_i L_i^* \cdot L_i^*} \quad j = 1, 2, \dots, m \quad (2.12)$$

Obtidos os "Cj", aplica-se agora o mesmo processo aos "Li".

$$L_i = \frac{\sum_j C_j^* \cdot P_{ij}}{\sum_j C_j^2} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2.13)$$

A seguir, podem-se corrigir os "Cj" num processo iterativo que converge rapidamente. Uma vez determinado o vetor regional e os coeficientes das estações, calculam-se os erros absolutos ( $E_{ij}$ ) e os relativos ( $\varepsilon_{ij}$ ), dados por:

$$\varepsilon_{i,j} = \frac{E_{i,j}}{e_i \cdot C_j} \quad (2.14)$$

E os seus valores acumulados:

$$\sum_{i=1}^k \varepsilon_{i,j} \quad \text{e} \quad \sum_{i=1}^k E_{i,j} \quad 1 \leq k \leq n \quad (2.15)$$

A análise visual de um gráfico mostrando os erros simples ou acumulados em função do tempo permite, segundo os autores do método, detectar erros sistemáticos, erros grosseiros ou anomalias climáticas locais e estimar valores para o preenchimento de falhas nas observações.

Evidentemente, o método é adequado apenas para totais anuais ou mensais, quando é conveniente usar um conjunto de 12 vetores regionais, um para cada mês, ou pelo menos vetores diferenciados em função da estação do ano. Para a análise de precipitações diárias, não há notícia da utilização desse processo e acredita-se mesmo que as fortes variações espaciais e temporais das chuvas diárias impeçam essa aplicação.



### 3.1 INTRODUÇÃO

Os levantamentos topográficos e batimétricos são recursos auxiliares na operação das estações fluviométricas. Para efeito didático, serão divididos em nivelamento geométrico, medidas de distância e ângulo, e levantamento batimétrico.

### 3.2 NIVELAMENTO GEOMÉTRICO

Nivelamento geométrico é aquele realizado com nível topográfico e baseia-se na diferença de leituras feitas na mira graduada. A precisão obtida é da ordem de alguns milímetros. A precisão atingida depende do objetivo do trabalho e do equipamento utilizado, de maneira geral os nivelamentos são classificados em:

- 1ª ordem ou de alta precisão – erro padrão máximo  $< 2 \text{ mm} \times \sqrt{K}$  onde  $K$  = distância em km entre os extremos nivelados;
- 2ª ordem ou de precisão – erro padrão máximo  $< 4 \text{ mm} \times \sqrt{K}$  ;
- 3ª ordem ou topográfico – erro padrão máximo  $< 6 \text{ mm} \times \sqrt{K}$  .

Em hidrometria, o nivelamento geométrico é utilizado para transporte de cota, nivelamento da seção de réguas e levantamento da parte seca da seção transversal.

Cota de um ponto é a distância, medida na vertical, entre um plano horizontal de referência e o ponto em questão. O plano de

referência pode ser arbitrário ou tangente ao geóide (superfície média dos oceanos prolongada pelos continentes). Utilizam-se cotas arbitrárias em um levantamento quando não se dispõe de pontos de altitudes conhecidas na área ou próximo dela. Arbitra-se então a cota de um ponto inicial e procede-se o levantamento altimétrico. Nas estações fluviométricas a cota é arbitrada no momento da sua instalação, quando é definida a posição do "zero da régua". O chamado "zero da régua" é aquele em que a cota é zero, e consequentemente o nível da água (NA) também será zero, ou seja, o pé do primeiro lance de régua, com cota entre zero e um. Muitas vezes esse primeiro lance não está fisicamente instalado na seção, constituindo-se em uma reserva estratégica para grandes estiagens.

Em muitas estações a altitude também é conhecida, sendo normalmente referenciada ao "zero da régua". A altitude de um ponto é a distância, medida na vertical, entre o geóide e o ponto em questão. A posição do geóide é materializada através de um *datum* altimétrico válido para um país ou grupo de países. O *datum* altimétrico brasileiro está localizado em Imbituba/SC, mas existem RRNN oficiais com altitude conhecida em todo o território Nacional. Um RN (referência de nível) é um ponto, normalmente um marco de concreto encimado por uma chapa de bronze, com cota ou altitude conhecida.

Na execução do nivelamento geométrico, o mesmo deve ser "amarrado" a um ponto (RN) de cota (ou altitude) conhecida, no qual é feita uma visada de referência, chamada de visada de ré. A leitura feita na visada de ré é somada à cota (ou altitude) da RN em que a visada foi feita, obtendo-se o plano de referência ou altura do instrumento.

$$AI = COTA \text{ (ponto inicial)} + R \quad (3.1)$$

Onde: AI – altura do instrumento; e  
R – visada de ré.

Passa-se então para a visada de vante, a qual é feita com a mira graduada sobre o ponto que se pretende atribuir ou verificar uma cota. Para o cálculo da cota desse novo ponto, basta diminuir a visada de vante (V) da altura do instrumento obtida com a visada de ré.

$$COTA \text{ (novo ponto)} = AI - V \quad (3.2)$$

Pode-se fazer várias leituras de vante para uma única instalação do instrumento, no entanto, a altura do instrumento será a mesma, obtida com uma única visada de ré. Recomenda-se que seja mantida uma certa equidistância horizontal entre as visadas de ré e de vante, reduzindo-se assim os efeitos de refração e da curvatura da terra. Pela mesma razão deve-se evitar visadas muito longas (>100 m).

Geralmente não é possível levantar todos os pontos desejados com uma única instalação do instrumento. Na mudança de local do instrumento, deve-se fazer uma nova visada de ré, preferencialmente no ponto onde foi feita a última visada de vante da instalação anterior. Determina-se então uma nova altura do instrumento, da qual serão subtraídas as novas visadas de vante.

Para uma melhor precisão, recomenda-se que os fios estadimétricos do nível topográfico sejam lidos da seguinte forma: o fio médio com quatro dígitos, sendo que o último dígito correspondente ao milímetro, deverá ser confirmado com a leitura dos fios superior e inferior. A leitura do milímetro do fio médio deverá ser igual a média dos milímetros lidos nos fios superior e inferior.

$$L_{FM} = (L_{FS} + L_{FI}) / 2 \quad (3.3)$$

Onde:  $L_{FM}$  – leitura do fio médio (mm);

$L_{FS}$  – leitura do fio superior (mm); e

$L_{FI}$  – leitura do fio inferior (mm).

Obrigatoriamente, todo nivelamento é acompanhado de um contra nivelamento, ou segundo nivelamento, para que se possa avaliar o erro cometido. Em hidrometria toleram-se erros na casa do mm, ou seja, erros inferiores a 1 cm.

Para maiores detalhes sobre os procedimentos adequados em nivelamentos geométricos recomenda-se a leitura do Boletim de Serviço 1602 (IBGE, 1983) publicado no Diário Oficial da União de 01/08/1983.

### 3.2.1 Nivelamento da seção de réguas

A seção de réguas, via de regra, está instalada em terreno instável e sofre a ação de materiais hidrotransportados. Portanto, tendem a desnivelar de forma quase que independente da estrutura da instalação. Assim, as réguas devem ser niveladas (Foto 3.1) em todas as visitas à estação, principalmente quando da realização de medições de vazão.

Recomenda-se que as régulas sejam corrigidas quando, por ocasião do nivelamento, apresentarem diferença superior a 9 (nove) mm.



Foto 3.1 – Nível topográfico, mira graduada e seção de réguas

### 3.2.2.2 Levantamento da parte seca da seção transversal

Define-se como seção transversal de uma estação fluviométrica o plano essencialmente perpendicular às linhas de corrente correspondente ao local onde são efetuadas as medições diretas de

vazão. No caso dessas medições serem efetuadas em mais de um local a estação possui também várias seções transversais. Assim, dificilmente a seção transversal coincide com o local exato da instalação das régua.

O levantamento de seções transversais é composto de duas etapas: levantamento batimétrico (item 3.4) e levantamento da parte seca (margens). O levantamento da seção transversal deverá ser feito por ocasião da instalação da estação e refeito anualmente dentro da operação da estação, buscando definir com precisão a geometria da seção transversal. Os objetivos principais deste levantamento são:

- detectar alteração na geometria da seção;
- auxiliar na extrapolação da curva de descarga; e
- permitir o uso de modelos hidráulicos de propagação de vazões e níveis.

O nivelamento geométrico é utilizado no levantamento da parte seca (margens) da seção transversal, ou seção de medição. O levantamento deverá ser feito nas duas margens, e partindo do nível de água (NA) atual lido na régua deverá atingir uma cota superior ao maior NA observado no histórico da estação. Em estações recém instaladas ou com uma pequena série histórica de níveis, deve-se recorrer a memória dos moradores locais, a fim de recuperar informações sobre o nível máximo atingido pelo rio. No caso das seções transversais serem usadas em estudos de remanso de futuras barragens o levantamento deverá superar o NA máximo previsto para o reservatório.

É fundamental que os pontos de definição  $PI$  (ponto inicial) e  $PF$  (ponto final) da seção de medição estejam materializados de forma definitiva (Foto 3.2) e que sejam considerados no levantamento da seção transversal. Este procedimento permite a sobreposição dos vários levantamentos e a detecção de alteração na geometria da seção.

No levantamento da parte seca da seção transversal as distâncias são em geral determinadas com trena (fita métrica), tomando-se o cuidado de fazer as medidas na horizontal. Só excepcionalmente recorre-se ao distanciômetro para este fim na parte



seca da seção transversal. Entretanto, este equipamento é bastante útil para a determinação precisa da distância entre *PI* e *PF*, necessária para fazer a ligação entre os levantamentos das margens. O nivelamento da parte seca deve considerar todos os detalhes significativos do relevo, e iniciar no *NA*, onde faz-se a primeira visada de ré, cuja cota será lida na régua ou nivelada a partir de uma *RN* no momento do levantamento.



Foto 3.2 – *PF* da seção de medição da estação de Fluiuípolis/PR

### 3.3 MEDIDAS DE DISTÂNCIA E ÂNGULO

Atualmente existe um grande número de instrumentos para medida de distância, com as mais variadas ordens de precisão. As medidas de distância podem ser feitas pelos processos direto e indireto. O processo direto é quando percorre-se a distância a ser medida verificando o número de vezes que uma unidade de medida linear (m) cabe dentro do comprimento a medir. O instrumento mais utilizado na medida direta de distância é a trena, que

preferencialmente deve ser metálica e de comprimento entre 20 e 50 m. O cabo de aço graduado também é usado com frequência em hidrometria. O processo indireto utiliza equipamentos que consideram somente as extremidades da distância a medir.

Em hidrometria a escolha do processo depende do tipo de levantamento e das características do local a ser levantado, além do equipamento disponível e da tradição da equipe de hidrometristas. Os instrumentos de medida de distâncias e ângulos são utilizados principalmente nas medições de vazão e nos levantamentos batimétricos das seções transversais, com o objetivo de determinar a largura do rio, a distância entre *PI* e *PF* e o posicionamento das verticais.

Assim, a medição direta de distância pode ser usada nas seguintes condições:

- Nos rios de pequeno porte, com profundidade de até 1 m, velocidade menor que 1 m/s e largura inferior a 20 m, onde a medição é feita a vau. Utiliza-se uma trena (fita métrica) para determinar a largura do rio e a posição das verticais;
- Nos rios de médio porte, com largura inferior a 300 m e velocidade de até 2 m/s. Utiliza-se um cabo de aço (diâmetro de 4 mm) graduado para a materialização da seção e sobre o qual são determinadas as distâncias (Foto 3.3).

As medições indiretas de distância são aplicadas em rios com largura superior a 300 m, ou rios menores que apresentam velocidade muito alta. O equipamento varia em função do método de medição de vazão e do levantamento batimétrico utilizado. De maneira geral, o posicionamento do barco é feito por triangulação, com sextante ou teodolito, ou por um processo eletrônico utilizando-se distanciômetro. A escolha do método depende do equipamento disponível, da tradição da equipe e principalmente do barco estar ancorado ou em movimento.



Foto 3.3 – Posicionamento com cabo de aço

### 3.3.1 Posicionamento com sextante

Sextante é um instrumento ótico destinado a medir um ângulo entre dois objetos. É constituído de um suporte metálico ou de plástico, com a forma de um setor circular. Em torno do centro move-se a alidade cujo extremo se desloca sobre um limbo graduado em graus com um dispositivo de fixação. Neste extremo existe outro dispositivo que, pelo princípio de Vernier, permite leituras com precisão até um minuto de ângulo. O sistema possui dois espelhos sendo que um está fixo ao setor em frente a luneta astronômica e o outro está solidário com a alidade (Foto 3.4).

Em hidrometria o sextante é utilizado para medir, a partir do barco, o ângulo horizontal entre alvos instalados nas margens, possibilitando determinar o posicionamento da embarcação. Na operação segura-se com firmeza o instrumento posicionado na horizontal e visa-se o alvo principal através da luneta. Movendo a alidade leva-se a imagem refletida do alvo secundário a coincidir com

a imagem do alvo visado diretamente. A alidade indica no limbo do sextante o valor do ângulo medido.



Foto 3.4 – Sextante

O posicionamento com sextante é aplicável somente para barco ancorado, havendo necessidade de uma estrutura previamente instalada em cada margem, composta de bandeiras (alvos) que dão a orientação para o posicionamento do barco na seção e permitem a leitura do ângulo formado entre as bandeiras, a partir de determinada posição do barco ao longo da seção (Foto 3.5).

A Figura 3.1 mostra os alvos instalados na seção de medição de Salto Cataratas e a triangulação feita com teodolito para a determinação dos parâmetros necessários à medição com sextante. Este tipo de triangulação foi necessária por não haver visibilidade entre os alvos de uma mesma margem. A Figura 3.2 mostra os parâmetros já calculados.







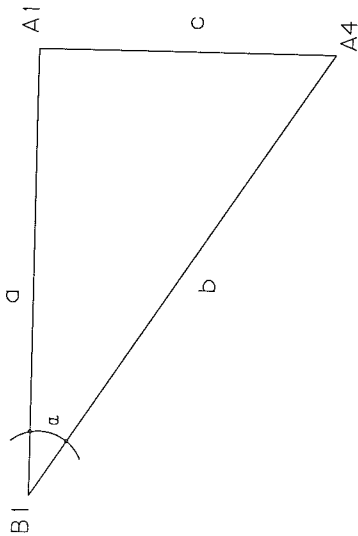


Figura 3.3 – Triangulação entre os alvos B1, A1 e A4

O ângulo em A1 foi obtido aplicando-se a lei dos senos:

$$\frac{a}{\sin A} = \frac{b}{\sin B} = \frac{c}{\sin C} \quad (3.5)$$

Substituindo pelo esquema da Figura 3.3, fica:

$$\frac{b}{\sin A1} = \frac{c}{\sin \alpha}$$

$$\sin A1 = \frac{b \cdot \sin \alpha}{c}$$

$$A1 = \sin^{-1} \left( \frac{b \cdot \sin \alpha}{c} \right)$$

$$A1 = 86^{\circ}54'23''$$

A medição com sextante consiste em posicionar o barco na vertical escolhida, seguindo o alinhamento dado pelos alvos da ME (margem esquerda), A2 e A3, e pelos alvos da MD (margem direita), B2 e B3 (Figura 3.2). Mede-se com o sextante, a partir do barco, o ângulo formado entre o alinhamento e os alvos localizados na mesma margem. Por exemplo, no alinhamento entre o barco e os alvos A2 e A3 (Foto 3.5), mede-se o ângulo formado com o alvo A4.

Obtém-se assim, um triângulo com uma distância e dois ângulos, conforme mostra a Figura 3.4.

Neste caso, aplica-se a equação 3.5 ficando:

$$b = \sin B \frac{a}{\sin A}$$

$$B = 180^{\circ} - A - C$$

$$b = 391,62m$$

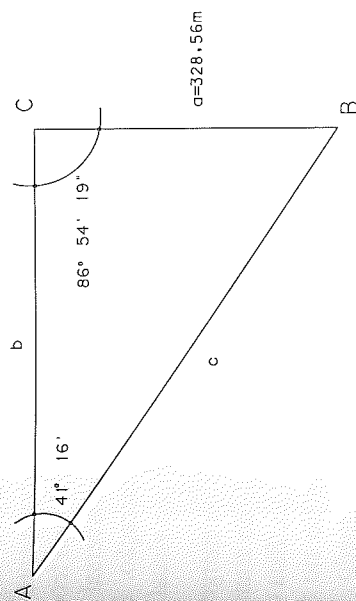


Figura 3.4 – Parâmetros para o cálculo da posição da vertical A.

Para uma maior segurança, deve-se ler no mínimo dois ângulos para cada posicionamento do barco.



Foto 3.5 – Alvos A2 e A3 da estação de Salto Cataratas/PR

### 3.3.2 Posicionamento com teodolito

Este processo pode ser aplicado para o posicionamento do barco ancorado ou em movimento. Consiste na instalação de um teodolito na margem, posicionado no alinhamento da seção transversal e tem a função de indicar o alinhamento correto da embarcação. Pode ser substituído por bandeiras que possibilitem a orientação visual.

O segundo teodolito deverá estar localizado na margem de tal maneira que possa visualizar toda a extensão da seção transversal e estar a uma distância mínima do alinhamento da seção. Esta distância deverá ser medida e ter no mínimo  $2/3$  da largura do rio na seção transversal. Este teodolito medirá o ângulo formado entre a embarcação, no momento do posicionamento, e o alinhamento formado entre o equipamento e a seção transversal (*PI* ou *PF*).

### 3.3.3 Posicionamento com distanciômetro

O distanciômetro é um equipamento eletrônico acoplado ao teodolito (Foto 3.6). O processo de medição fundamenta-se no conhecimento da velocidade de propagação das ondas eletromagnéticas na atmosfera. Os equipamentos mais comuns possuem um alcance de até 2 km. Na operação, há necessidade de instalação do refletor (prisma) no ponto a ser medido, contudo, como a medida é feita em menos de 5 segundos, permite leituras com barco em movimento.



Foto 3.6 – Teodolito com distanciômetro acoplado

O distanciômetro deve ser instalado na margem, alinhado a seção transversal e preferencialmente junto ao *PI*. Nas medições com barco ancorado, o mesmo equipamento pode orientar o posicionamento e executar as tomadas de distância. Para medições



com o barco em movimento, há necessidade de um segundo teodolito, instalado preferencialmente na margem oposta, para orientar o alinhamento da embarcação.

Este tipo de levantamento necessita de rádio-transmissores (*walkie-talkie*) como equipamento complementar, para a necessária comunicação entre o barco e o operador do distanciômetro.

As distâncias tomadas pelo distanciômetro geralmente necessitam de correção do ângulo vertical, pois dificilmente o prisma colocado no barco está nivelado ao equipamento da margem. Normalmente os equipamentos possuem uma calculadora que permite esta correção, necessitando, para tanto, que seja informado o ângulo vertical.

$$D = \operatorname{sen} \alpha \cdot D'$$

Onde:  $D$  = distância na horizontal;

$\alpha$  = ângulo a partir do zenite; e

$D'$  = distância inclinada.

(3.6)

### 3.3.4 Posicionamento com GPS (*Global Position System*)

O posicionamento ou localização da embarcação também pode ser efetuada por um sistema de posicionamento via satélite. Em hidrometria é utilizado o sistema DGPS (*Diferencial Global Positioning System*), que registra continuamente a posição da embarcação através de uma estação a bordo (*mobile receiver*). Em terra, nos marcos de cada seção ou em pontos de coordenada conhecida ou arbitrária, instala-se a estação base (*reference station*) que é ligada através de uma conexão (*link*) de rádio com a estação móvel. O sistema de conexão de rádio permite a navegação com obtenção contínua de valores de posicionamento real em qualquer condição atmosférica e com alcance em torno de 50 km.

A precisão varia com o tipo de receptor e o número de satélites observados no momento da medição. Os receptores DGPS modernos proporcionam uma precisão da ordem de 1 m para o posicionamento

horizontal, para uma distância de até 15 km, utilizando uma única estação de referência.

A operação do sistema é feita na embarcação, através de um microcomputador que permite: o planejamento das linhas de sondagem com definição do espaçamento, direção das seções e intervalos entre sondagens adequadas e o monitoramento contínuo da embarcação de sondagem, em relação as seções pré-definidas, através da exibição do posicionamento relativo.

### 3.4 LEVANTAMENTO BATIMÉTRICO

A batimetria da seção transversal consiste em um levantamento detalhado do relevo da "seção molhada", ou parte submersa da seção transversal. Operacionalmente, o processo de levantamento depende das condições locais e pode ser feito a vau, com guincho hidrométrico e com ecobatímetro.

O processo a vau é aplicável em rios pequenos, não muito largos e principalmente com profundidades inferiores a 1 m e velocidades abaixo de 1 m/s. O levantamento consiste do caminhar na seção com uma mira ou régua graduada, levantando a profundidade da vertical e a distância da vertical até o *PI*.

A batimetria com guincho hidrométrico é o processo mais utilizado no Brasil e contempla uma gama enorme de situações no campo. Necessita de embarcação adequada, sendo que o posicionamento nas verticais pode ser feito com cabo de aço graduado ou pelos métodos indiretos descritos para barco ancorado (sexante, triangulação ou distanciômetro).

A profundidade máxima medida com guincho hidrométrico manual depende da velocidade da corrente, mas recomenda-se que seja de no máximo 10 m, podendo ultrapassar este valor em situações em que a velocidade for baixa (1 m/s). Em relação à velocidade, recomenda-se usar lastro de sondagem de 25 kg para valores de até 2 m/s e de 50 kg para velocidades de até 3 m/s. Lastros com peso acima de 50 kg não devem ser manipulados com guincho manual, existindo



para tanto guinchos especiais.

A ecobatimetria é um método para medir a profundidade da água pela medida do intervalo de tempo necessário para que ondas sonoras emitidas pelo aparelho viagem, a uma velocidade conhecida, desde um ponto conhecido (alguns centímetros abaixo do NA) até o leito do rio, onde são refletidas e voltem até o equipamento.

Os limites de operação variam com o modelo do equipamento, mas geralmente o intervalo de medição está entre 0,5 m e 100 m de profundidade.

Existem no mercado diversos modelos de ecobatímetros, sendo que os mais modernos apresentam facilidades como permitir a conexão com GPS e gravar os dados em meio digital. A Foto 3.7 mostra um ecobatímetro de registro analógico.

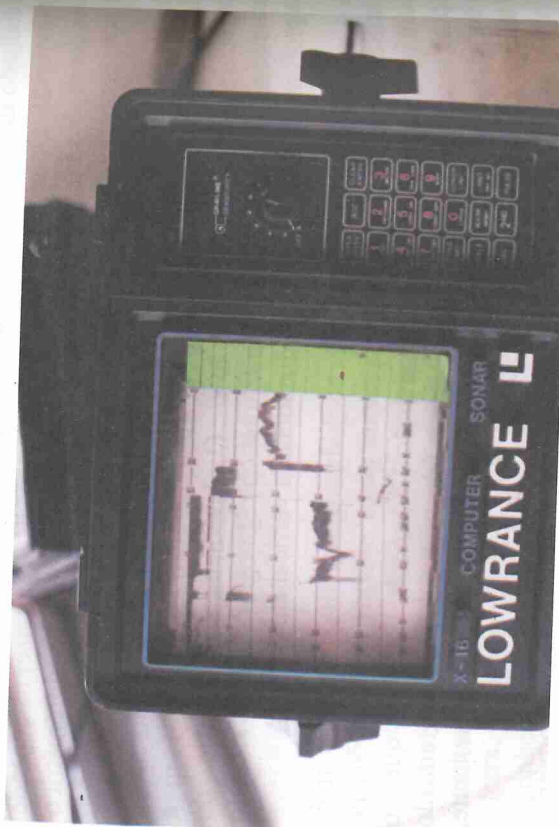


Foto 3.7 – Ecobatímetro com registro analógico.

A batimetria com ecobatímetros possui algumas vantagens:

- os dados são registrados de forma contínua, tipo varredura, em papel ou meio magnético;

- pode ser utilizado em praticamente todas as situações de velocidades, permitindo o levantamento de corredeiras;
- o levantamento é feito com a embarcação em movimento, sendo o posicionamento das verticais de controle feito com um marcador especial;
- o ecograma permite inferir sobre a formação do leito;
- a precisão é em torno de 2% da profundidade.

## 4.1 CONCEITOS E VARIÁVEIS ENVOLVIDAS

Medição de vazão em hidrometria é todo processo empírico utilizado para determinar a vazão de um curso de água. A vazão ou descarga de um rio é o volume de água que passa através de uma seção transversal na unidade de tempo (em geral um segundo). Em hidrometria, essa vazão é associada a uma cota linimétrica  $h$  (cota da superfície livre em relação a um plano de referência arbitrário). Os principais métodos de medição de vazão são:

- medição e integração da distribuição de velocidade;
- método acústico;
- método volumétrico;
- método químico;
- uso de dispositivos de geometria regular (vertedores e calhas Parshal); e
- medição com flutuadores.

O método convencional para medir a vazão utiliza a medição e a integração da distribuição de velocidades na seção. Embora recentemente o método acústico tem sido empregado com frequência, o convencional é ainda o método mais usado na hidrometria de rios naturais, exceto em rios de montanha, extremamente turbulentos, onde o método químico é o mais adequado.

O método convencional com molinete hidrométrico é descrito no item 4.2 e detalhado para o caso de grandes rios no item 4.4. O método acústico é apresentado no item 4.3. Os outros métodos são

descritos no item 4.5.

A medição de vazão envolve uma série de características do escoamento na seção e que podem ser agrupadas em duas grandes categorias:

- grandezas geométricas da seção (área, perímetro molhado, raio hidráulico, largura, profundidade, etc.); e
- grandezas referentes ao escoamento (velocidade e vazões), juntamente com as coordenadas de posicionamento de cada ponto de medição de velocidade.

As coordenadas de posicionamento são, via de regra, referidas a uma linha reta que une dois pontos fixos nas margens ( $PI$  e  $PF$ ) e a distância vertical contada a partir da superfície livre.

Tanto as grandezas geométricas quanto as referentes ao escoamento são definidas em função do nível de água e, portanto, variam com ele. O plano de referência para a cota do nível da água, habitualmente escolhido, é o "zero" da régua limimétrica no local. Excepcionalmente a altitude do nível de água referido ao nível do mar pode ser adotado.

As grandezas geométricas da seção são definidas como:

- área molhada ( $A$ ), área da seção transversal ocupada pela água e expressa em metros quadrados;
- perímetro molhado ( $X$ ), comprimento da linha de contato entre a superfície molhada e o leito, expresso em metros;
- raio hidráulico ( $R=A/X$ ), quociente da área molhada pelo perímetro molhado, expresso em metros;
- largura superficial ( $L$ ), comprimento da linha horizontal da área molhada, expressa em metros;
- profundidade média ( $P=A/L$ ), quociente da área molhada pela largura superficial, expressa em metros;
- profundidade máxima ( $P_m$ ), distância na vertical entre o ponto mais profundo do leito (talvegue) e a superfície livre, expressa em

metros;

- cota linimétrica ( $h$ ), cota do nível de água lido na régua, expressa em centímetros;
- ponto inicial ( $PI$ ), localizado sobre o plano da seção transversal e utilizado como origem das distâncias horizontais, geralmente materializado por um marco de concreto;
- ponto final da seção transversal ( $PF$ ), localizado na margem oposta do  $PI$  e que em conjunto com este define o alinhamento da seção transversal;
- distância entre  $PI$  e  $PF$  ( $D$ ), expressa em metros;
- vertical, é uma reta contida no plano da seção transversal e perpendicular à superfície livre sobre a qual são efetuadas as medidas de velocidade;
- distância entre duas verticais ( $l$ ), expressa em metros;
- distância da vertical ao  $PI$  ( $d$ ), expressa em metros;
- profundidade de um ponto da vertical ( $p_i$ ), distância da superfície livre ao ponto de medição da velocidade, expressa em metros;
- profundidade total numa vertical ( $p$ ), distância da superfície livre ao leito do rio ao longo de uma vertical, expressa em metros; e
- área entre duas verticais ( $a$ ), área delimitada por duas verticais, o leito do rio e a superfície livre, expressa em metros quadrados.

As grandezas referentes ao escoamento são:

- velocidade média ( $\bar{V}=Q/A$ ), quociente da vazão pela área da seção, expressa em metros por segundo;
- vazão total ( $Q$ ), volume de água que passa na seção na unidade de tempo, expressa em metros cúbicos por segundo;
- vazão em um segmento da seção ( $q_i$ ), volume de água que passa em um segmento da seção na unidade de tempo, expressa em metros cúbicos por segundo;



- velocidade em um ponto na vertical ( $v_v$ ), expressa em metros por segundo;
- velocidade na superfície ( $v_s$ ), velocidade medida na vertical de medição a uma distância abaixo da superfície livre igual ao diâmetro da hélice do molinete, expressa em metros por segundo;
- velocidade no fundo ( $v_f$ ), velocidade medida em um ponto da vertical o mais próximo possível do leito (em geral 20 cm acima do leito), expressa em metros por segundo;
- velocidade média na vertical ( $\bar{v}$ ), valor obtido pela integração do perfil de velocidade na vertical de medição dividida pela profundidade total na vertical, expressa em metros por segundo;
- velocidade máxima ( $V_m$ ), maior velocidade observada na vertical de medição, expressa em metros por segundo;
- velocidade média superficial ( $\bar{V}_s$ ), metros por segundo; e
- vazão unitária ( $q$ ), vazão dividida pela largura, expressa em metros quadrados por segundo.

A área molhada e o raio hidráulico são de utilização constante na elaboração de curvas de calibragem, por isso é importante que eles sejam calculados corretamente.

Para o emprego do método de medição convencional é necessária a determinação da velocidade em um número relativamente grande de pontos da seção transversal, podendo-se realizar a integração por dois processos:

- traçando-se, com base nos pontos de velocidades medidos, as curvas de igual velocidade - as isotacas; em seguida, planimetra-se a área entre isotacas consecutivas e multiplica-se essa área pela média das isotacas limítrofes. Somam-se esses resultados parciais para obter-se a vazão total;
- definindo-se na seção uma série de linhas verticais e medindo-se as velocidades pontuais em vários pontos situados sobre essas verticais, para então, com auxílio do respectivo perfil de

velocidade, determinar a velocidade média na vertical. As velocidades médias da vertical, multiplicadas por uma área de influência igual ao produto da profundidade na vertical pela soma das semi distâncias às verticais adjacentes fornece as vazões parciais, cuja soma será a vazão total. Esse processo é conhecido no jargão dos hidrometristas como "método da meia seção". Existe um outro processo semelhante chamado de "seção média", no qual as áreas entre verticais consecutivas são multiplicadas pela média das velocidades médias das duas verticais.

Na prática, o segundo processo é mais utilizado porque permite o cálculo da vazão por um processo passo-a-passo, na própria caderneta de medição, e elimina o fator subjetivo do traçado das isotacas. Entretanto, o primeiro método é mais preciso, pois leva em conta mais adequadamente a variação espacial da velocidade nas duas dimensões da seção.

A avaliação da velocidade média na vertical pode ser feita pela planimetria do perfil de velocidade na vertical que pode apresentar várias formas em função da rugosidade do fundo, do número de Reynolds, e de obstáculos localizados no fundo. A Figura 4.1 mostra vários perfis de velocidade típicos. Para determinar a velocidade média pela área do perfil de velocidades, devem-se, evidentemente, realizar medições em muitos pontos (até dez pontos) sobre a vertical. Esse método é muito trabalhoso e só compensa quando existem anomalias no perfil de velocidade.

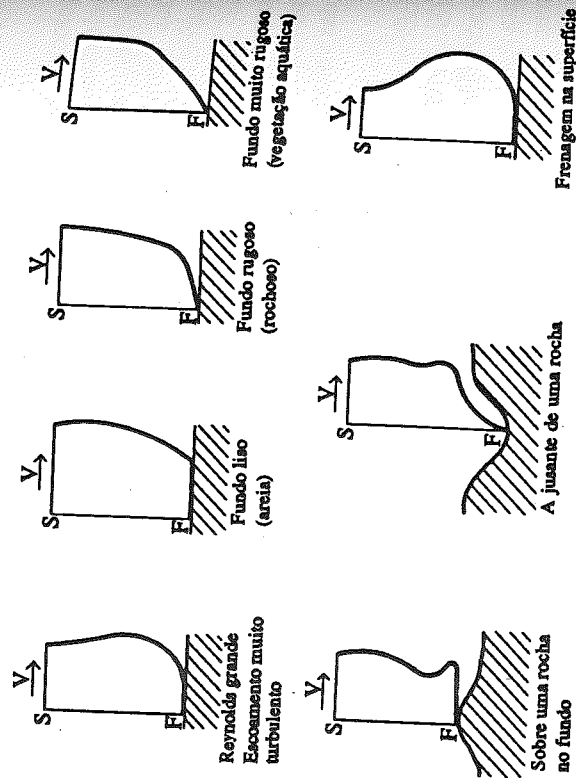


Figura 4.1 - Perfis verticais de velocidades

## 4.2 MEDIÇÃO CONVENCIONAL COM MOLINETE HIDROMÉTRICO

A medição convencional com molinete hidrométrico é universalmente utilizada para a determinação da vazão em cursos de água naturais e consiste em determinar a área da seção e a velocidade média do fluxo que passa nesta seção. A área é determinada por meio da medição da largura do rio e da profundidade em um número significativo de pontos ao longo da seção, chamados de verticais, nas quais também é realizada a medição da velocidade com molinete hidrométrico, em um número significativo de pontos a diferentes profundidades, que irão originar a velocidade média na vertical.

Em geral, determina-se a velocidade média na vertical por meio de métodos analíticos, ou seja, fórmulas recomendadas em função do número de medições de velocidade e da posição. A Tabela 4.1 fornece

as expressões para o cálculo da velocidade média para o caso de até seis pontos medidos em cada vertical, o que constitui o chamado método detalhado (DNAEE, 1977).

Tabela 4.1 - Cálculo da velocidade média na vertical (método detalhado)

Nº de pontos	Posição na vertical (*) em relação à prof. "p" vertical	Cálculo da velocidade média, na vertical	Profundidade (m)
1	0,6 p	$\bar{v} = v_{0,6}$	0,15 - 0,6
2	0,2 e 0,8 p	$\bar{v} = (v_{0,2} + v_{0,8}) / 2$	0,6 - 1,2
3	0,2; 0,6 e 0,8 p	$\bar{v} = (v_{0,2} + 2v_{0,6} + v_{0,8}) / 4$	1,2 - 2,0
4	0,2; 0,4; 0,6 e 0,8 p	$\bar{v} = (v_{0,2} + 2v_{0,4} + 2v_{0,6} + v_{0,8}) / 6$	2,0 - 4,0
6	S; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8 p e F	$\bar{v} = [v_S + 2(v_{0,2} + v_{0,4} + v_{0,6} + v_{0,8}) + v_F] / 10$	> 4,0

(\*) S - superfície; F - fundo

Fonte: DNAEE, 1977.

Cabe ainda observar que a velocidade superficial é medida a 10 cm de profundidade para que a hélice do molinete fique submersa, enquanto que a velocidade do fundo é medida entre 15 e 25 cm acima do fundo, em função da distância do lastro ao eixo do molinete.

Os serviços de hidrometria brasileiros costumam utilizar dois métodos para determinação da velocidade média na vertical: o chamado método detalhado, em que o número de pontos em cada vertical é o máximo em função da profundidade, seguindo a Tabela 4.1; e o método simplificado, ou método dos dois pontos, que utiliza um ponto a 0,6p para  $p < 0,60$  m e dois pontos a 0,2 e 0,8p para  $p \geq 0,60$  m.

Análises realizadas por Hoyt e Grover (citados por Parigot, 1948) indicam que o erro cometido pelo processo dos dois pontos em relação à medição detalhada é em média inferior a 3%. Pimenta (1996) conclui a partir da análise de 115 medições realizadas pela CPRM que os métodos são estatisticamente equivalentes.

A medição das velocidades nos pontos é realizada por meio de aparelhos denominados molinetes hidrométricos, os quais podem ser classificados em dois tipos - de eixo vertical e de eixo horizontal.



Existe entre os hidrometristas brasileiros uma preferência pelo molinete de eixo horizontal, sendo as marcas A.OTT, Amsler e empresa Hidrologia S/A.

Com eixo vertical existe o modelo americano Price. O molinete de eixo vertical é também chamado de diferencial, pois é movimentado pela diferença de pressão exercida pelo fluxo nas partes côncava e convexa do conjunto de conchas. Este tipo de molinete costuma ser mais sensível a baixas velocidades. Existe ainda, o sistema Kartan, da empresa Hidrologia, cujos resultados, entretanto, deixaram muito a desejar em medições realizadas e analisadas pelos autores. A Foto 4.1 mostra um molinete de eixo vertical sendo utilizado em uma medição no rio Solimões em Manacapuru.



Foto 4.1 - Guincho hidrométrico (eletromecânico), molinete de eixo vertical, coletor de sedimentos em suspensão e lastro (Rio Solimões, Manacapuru/AM)

A Figura 4.2 mostra esquematicamente um molinete com eixo horizontal (Foto 4.2), o qual consiste numa hélice calibrada ligada ao eixo de rotação que aciona, por meio de uma rosca sem fim

uma engrenagem, o comando de um contato elétrico que, por sua vez, aciona uma campainha ou um contador de revoluções.

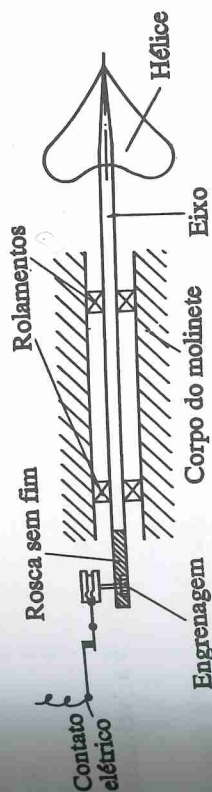


Figura 4.2 - Molinete com eixo horizontal



Foto 4.2 - Molinete hidrométrico de eixo horizontal (Cortesia SUDERHSA)

Os mancais do molinete trabalham, via de regra, em um banho de óleo e é muito importante usar, nas medições, o mesmo óleo usado na calibragem do aparelho. O molinete ao ser adquirido é acompanhado de um certificado de calibragem contendo a equação a



ser utilizada no cálculo da velocidade a partir do número de rotações por segundo. Essa relação é tipicamente linear, do tipo:

$$V = n \cdot a + b$$

Onde:  $n$  - número de rotações por segundo; e

(4.1)

$a$ ,  $b$  - constantes, sendo  $a$  o "passo da hélice" e  $b$  a "velocidade

de atrito".

Freqüentemente, um molinete do tipo horizontal é fornecido com várias hélices, para diferentes faixas de velocidade.

Também é importante, de tempos em tempos, reaferir o molinete para detectar uma eventual mudança em suas características. Essa mudança, via de regra, faz-se notar por uma alteração na constante  $b$ , que considera o efeito do atrito do molinete. Deve-se evitar, entretanto, alterar a equação do molinete quando a calibragem detectar afastamentos pequenos nas constantes ( $< 1\%$ ).

A aferição dos molinetes é feita, em geral, em canais próprios, onde o aparelho fica preso a uma ponte que se move a velocidade constante e conhecida sobre o canal. No Brasil o IPH possui um canal de aferição de molinetes atualmente em funcionamento.

Não deve-se usar o molinete para medir velocidades abaixo ou acima dos valores para os quais foi aferido. Nesse caso, deve-se substituir a hélice por outra mais adequada ou então, no caso de velocidades muito pequenas, usar um micromolinete (Foto 4.3). Também cumpre observar que o número de rotações registradas pelo molinete em cada ponto de medida deve ser sempre superior a 20, pois, para um número menor de giros o erro de uma rotação no registro resultará superior a 5%.

Para a realização de uma medição direta de vazão necessita-se, além do molinete, de uma série de outros equipamentos, a maioria dos quais varia conforme o método empregado para a medição, que, por sua vez, é função do tipo e tamanho do rio e da tradição da equipe de hidrometria.



Foto 4.3 - Micromolinete da marca A.O.T.T

No caso dos rios muito pequenos, as medições podem ser realizadas a vau (profundidade de até 1 m) ou a partir de pequenas passarelas (largura de até 10 m). Nesses casos, a medição a partir de barcos não é recomendável devido à dificuldade de manobra da embarcação; trabalha-se então com o molinete fixado numa haste graduada, o que permite, ao mesmo tempo, realizar a batimetria da seção. Quando a medição é feita a vau, deve-se demarcar a seção de medição com um cabo de aço graduado ou uma trena esticada de margem a margem, para permitir o posicionamento correto do molinete na seção. Em se trabalhando a partir de uma passarela, a demarcação das verticais de medição pode ser feita sobre a mesma. O hidrometrista, principalmente no caso de medições a vau, deve usar roupa adequada e botas longas, impermeáveis, que o protejam do frio e, eventualmente, da poluição. O contador de rotações deve deixar-lhe as mãos livres para se equilibrar e segurar a haste do molinete no lugar. Se o aparelho de contagem for do tipo acústico (emite um zumbido a cada 10 ou 20 rotações do molinete), um par de fones de

ouvido é aconselhável, fixando-se o cronômetro na extremidade da haste.

Além do molinete, o contador de rotações é um equipamento indispensável nas medições de vazão. Atualmente usam-se dois tipos de contador: 1) contador acústico e cronômetro; e 2) contador digital de tempo pré-programado e parada automática (Foto 4.4). O primeiro tipo é mais tradicional e consiste numa cigarra acionada por uma pilha, cujo circuito elétrico se fecha quando o molinete completa uma certa quantidade de revoluções (em geral 10 ou 20), abrindo-se logo em seguida. Ao parar o primeiro zumbido da cigarra, chamado "toque", aciona-se o cronômetro, contando-se o número de toques produzidos ao longo de, no mínimo, 40 segundos; espera-se o próximo toque e, ao seu final, para-se o cronômetro. A velocidade no ponto será dada (molinete com 10 rotações por toque) por:

$$V = a \frac{10 \cdot N}{t} + b \quad (4.2)$$

Onde:  $N$  - número de toques;

$t$  - tempo marcado no cronômetro, em segundos; e

$a, b$  - constantes da equação do molinete.

Esse equipamento exige muita atenção na contagem dos toques, pois é muito fácil distrair-se ao longo de quase um minuto de medição (às vezes em função de uma observação do companheiro de equipe) e, no final, haver um engano no número de toques.

Para evitar essa fonte de erros, passou-se a usar cada vez mais o contador digital de parada automática. Esse aparelho registra todas as rotações do molinete, agora ajustado para emitir um impulso a cada revolução. Esses impulsos acionam um contador de impulsos (eletromecânico ou eletrônico) que fica acoplado a um cronômetro de contagem regressiva. Ajusta-se o tempo desejado para a medição (em geral 40 segundos), posiciona-se o molinete e, ao apertar um botão, o contador de impulsos e o cronômetro são acionados simultaneamente. Após o tempo pré-programado, o cronômetro regressivo atinge o zero e o contador pára, indicando o total de rotações do molinete no período.

Para medir a vazão dos pequenos cursos de água (profundidade menores que 1 m) requer pouco equipamento: molinete, haste graduada de fixação e contador de rotações, além da trena ou do cabo de aço graduado e botas ou macacão impermeáveis.

Quando os rios são maiores, profundidades acima de 1 m e/ou largura maior que 10 m, a medição é feita, via de regra, a partir de uma embarcação e trabalhando-se com o molinete suspenso em um cabo de aço. O barco, dependendo principalmente da largura do rio, pode trabalhar preso a um cabo de aço graduado, previamente esticado de margem a margem ou ancorado no rio. Usa-se a medição com o cabo de aço graduado em geral para rios até 300m de largura. Para larguras superiores, a travessia e o esticamento do cabo são muito difíceis.

No método mencionado trabalha-se com o molinete suspenso por um cabo de aço, sendo para isso necessários dois equipamentos: o lastro (Fotos 4.1 e 4.6) - um peso geralmente em forma hidrodinâmica para manter o cabo de suspensão esticado e o mais próximo possível da vertical; e o guincho hidrométrico (Foto 4.5) - aparelho que consta de um tambor, acionado por uma manivela através de uma redução de engrenagem com trava, onde se enrola um cabo de aço especial que possui, no seu centro, um fio isolado por onde o molinete envia os impulsos correspondentes às rotações. Acoplado, existe um contador que indica o comprimento do cabo desenrolado e que pode ser zerado em qualquer posição.

A manobra do guincho deve ser realizada com total segurança, tanto para o operador como para o equipamento, evitando-se, sobretudo, a descida do equipamento em velocidades elevadas, usando-se, na subida, sempre a catraca (que evita o retorno) e fixando-se o guincho firmemente ao barco ou à gôndola do teleférico.

Quanto ao lastro, existe uma variedade de tipos e formas, algumas de seção transversal achatada e outras simétricas em relação ao eixo longitudinal. O peso do lastro depende da velocidade da água durante a medição, usando-se desde 10 kg, para pequenas velocidades ( $< 1$  m/s) e profundidades, até 150 kg, em rios de grande porte e velocidades elevadas.





Foto 4.4 - Contador de pulso digital de parada automática  
(Cortesia SUDERHSA)



Foto 4.5 - Guincho hidrométrico manual (Cortesia SUDERHSA)

Com respeito ao modo de fixação do molinete ao lastro existem dois sistemas: o primeiro fixando o molinete à parte frontal do lastro, constituindo-se um único conjunto hidrodinâmico (Foto 4.6); e o outro ligando-se o molinete, provido de um leme de estabilização, ao lastro por meio de uma biela articulada. Neste caso, mais comum nos serviços de hidrometria brasileiros, o eixo do molinete fica cerca de 20cm acima do fundo do lastro, ficando evidentemente mais protegido quando o conjunto toca o fundo do rio.



Foto 4.6 - Fixação do molinete ao lastro

No caso de a medição ser feita a bordo de uma embarcação, esta será, ela mesma, um equipamento. Pela sua óbvia influência sobre a segurança do pessoal e de todo o equipamento, sua escolha deve ser objeto de uma cuidadosa análise, que envolve uma grande variedade de aspectos.

Em primeiro lugar, deve-se considerar a estabilidade do barco, a sua borda livre e a potência do motor, para que se evite um acidente de grandes proporções resultante do afundamento do barco, quando a perda do equipamento é total e freqüentemente acompanhada da morte



de membros da equipe. Essa preocupação deve vir antes de todas as outras considerações. Mas a escolha de um barco muito grande pode dificultar a medição pela falta de espaço para manobra, além de apresentar sérios problemas de transporte por via terrestre e de colocação do barco na água. Esses problemas deixam de existir se os rios onde atua o serviço de hidrometria constituem um sistema navegável e todo o acesso às estações fluviométricas é feito por via fluvial, como é o caso, por exemplo, da bacia do rio Paraná em território argentino, ou da maioria dos rios da bacia do Amazonas. A Foto 4.7 mostra barcos utilizados nas medições de vazão no rio Amazonas e afluentes.

Entretanto, na maioria dos rios brasileiros, principalmente os de interesse energético, que são encachoeirados e navegáveis apenas em pequenos trechos, o equipamento é transportado até a seção de medição por via terrestre e colocado na água. No caso do rio Iguaçu e de seus afluentes maiores, obtiveram-se resultados bastante satisfatórios com os barcos de alumínio mostrados nas Fotos 4.8, 4.9, 4.11 e 4.12.

Entre os barcos de alumínio, existem os modelos de fundo chato, como o chamado "Chatão" fabricado pela Levefort, tem 6,90 m de comprimento, 1,78 m de boca e cerca de 0,45 m de borda livre, sendo acionado por motor de popa de 35 cv e o conhecido como "chatinha", com cerca de 4,50 m de comprimento e 0,30 m de borda livre, acionado por motor de popa entre 15 e 25 cv. Existe ainda, também da Levefort, o barco "Marujo", que tem 6,80 m de comprimento, 1,30 m de boca e aproximadamente 0,30 m de borda livre.



Foto 4.7 - Barcos utilizados nas medições de vazão no rio Amazonas



Foto 4.8 - Barco de alumínio modelo "Chatinha" com ADCP





Foto 4.9 - Veículo Toyota com barco de alumínio modelo "Chatinha"

Em trabalhos realizados com essas embarcações, incluindo várias medições de descarga no rio Iguaçu com vazões bastante elevadas (de até  $14.700 \text{ m}^3/\text{s}$ ), todas apresentaram desempenho bastante satisfatório. O único inconveniente desses barcos reside no fato de o molinete ser descido em um lado do barco, o que prejudica a estabilidade, principalmente no barco tipo "Marujo", mais estreito, quando o peso do lastro é elevado ( $80 \text{ kg}$  ou mais) a fim de assegurar a verticalidade do cabo de descida para velocidades altas. Para sanar esse inconveniente, tem-se recorrido às balsas de medição que são verdadeiros "catamarans" de elevada estabilidade e onde o molinete é descido no centro. A Foto 4.10 mostra um exemplo de balsa de medição usada pela equipe de hidrometria de ITAIPU. A principal desvantagem das balsas é a sua dificuldade de transporte por via terrestre, obrigando a permanência da embarcação na estação, o que acarreta, além dos altos custos (uma balsa por estação), a sua exposição ao tempo e à ação de curiosos e vândalos.

A balsa mostrada na Foto 4.10 tem aproximadamente  $7 \text{ m}$  de comprimento por  $3 \text{ m}$  de largura e é equipada com um motor de  $40 \text{ cv}$ . Nota-se o guincho para âncora, a âncora, o espaço para o guincho do molinete com o lastro de  $80 \text{ kg}$  e o poço de descida no centro da embarcação. Em rios de grande largura, mesmo para medições durante cheias excepcionais, esse equipamento deu excelentes resultados, medindo vazões da ordem de  $40.000 \text{ m}^3/\text{s}$  no rio Paraná, em Guaíra (largura de  $2.000 \text{ m}$ ), e de  $25.000 \text{ m}^3/\text{s}$  no rio Iguaçu, em Porto Capanema (largura de  $500 \text{ m}$ ), em perfeitas condições de segurança para o pessoal e o equipamento.

Existe ainda a possibilidade de montar uma balsa a partir de dois barcos de alumínio, como mostra a Foto 4.11.

Entretanto, no caso do rio Iguaçu, em locais mais estreitos (largura  $< 300 \text{ m}$ ) ou de acesso mais difícil, a tentativa de medição com balsas pela SUDERHSA não foi muito satisfatória, preferindo-se o uso de barco tipo "Chatão". As dificuldades maiores têm a ver com a manobralidade da balsa, a insuficiência de potência do motor e a deficiência de equipamentos auxiliares, principalmente para ancorar a balsa sobre um fundo rochoso.

Os barcos infláveis de borracha não têm sido usados entre nós, apesar de constituírem uma solução interessante pela sua facilidade de transporte, grande estabilidade transversal e insubmergibilidade. Roche (1963) recomenda o seu uso justamente por essas razões, mesmo para grandes rios. Mas a experiência brasileira com esse tipo de embarcação é praticamente nula.

Vale a pena ainda chamar a atenção para alguns detalhes importantes a serem observados durante uma medição direta de vazão. Em primeiro lugar, a seção de medição, que não necessita coincidir com a seção das réguas limimétricas desde que não haja contribuição importante entre elas, deve ser pouco irregular, desprovida de obstáculos no fundo (blocos de pedras, bancos de areia etc.) e nas margens, e estar situada em um trecho retilíneo do rio. Essas características produzem uma distribuição de velocidades paralela em toda a seção, sem variações bruscas.



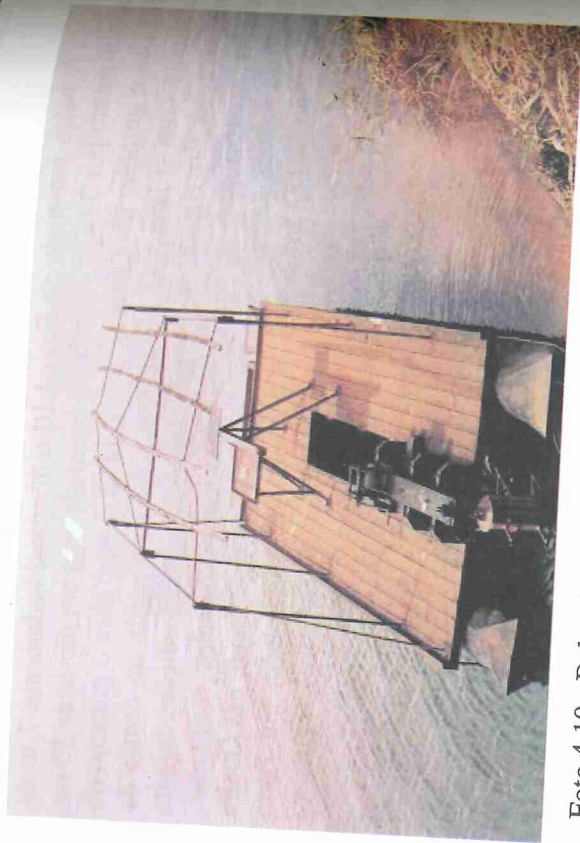


Foto 4.10 - Balsa de medição de vazão (ITAIPO BINACIONAL)

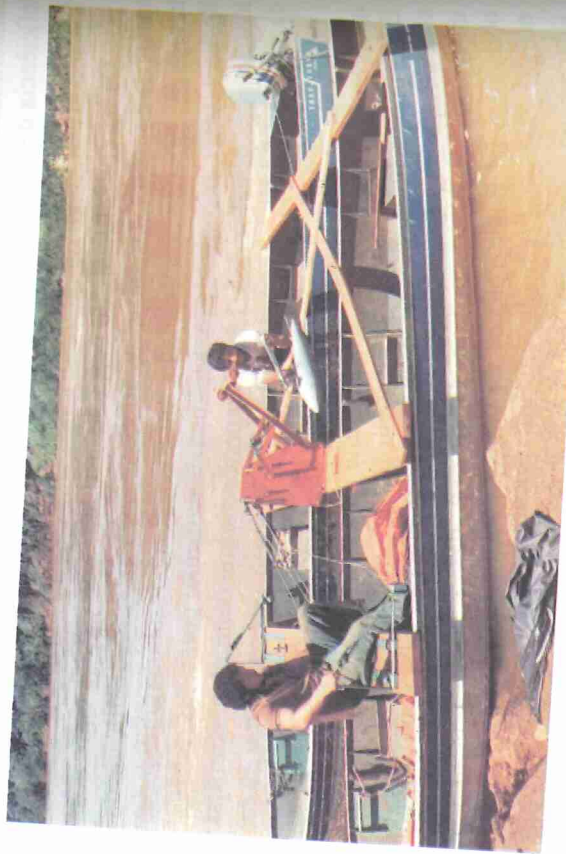


Foto 4.11 - Balsa montada com dois barcos de alumínio modelo "Marujo"

Se, por acaso, forem notadas zonas de estagnação, de retorno da corrente (remansos) ou mesmo uma deflexão da corrente em relação à perpendicular da seção (escoamento não unidimensional), essas particularidades devem ser cuidadosamente anotadas na caderneta, para que possam ser levadas em conta no cálculo da vazão.

No caso de se efetuar uma medição a partir de uma ponte, o que em geral só dá bons resultados se esta não apresentar pilares intermediários, a posição exata dos mesmos e suas dimensões (eventualmente retornando ao local em condições mais favoráveis) deverão ser anotadas, para que a obstrução da seção pelos pilares possa ser considerada no cálculo da vazão. De qualquer forma, a medição a partir de pontes só é aceita se, em função do real perigo para a equipe, a medição não puder ser realizada pelos meios normais.

Outro aspecto ao qual se deve dar atenção é a variação pseudoperiódica da velocidade, que pode levar a erros consideráveis. Essa variação, em geral, é consequência da macroturbulência do escoamento (vórtices arrastados pela corrente) e pode ser detectada observando-se cuidadosamente a progressão do contador de rotações durante a medição. A repetição da medida em cada ponto, comparando-se os dois resultados, permite minimizar o erro resultante desse fenômeno.

Os detalhes técnicos das medições de vazão a partir de embarcações variam em função das condições do rio, podendo-se enquadrar em três grupos: medições com cabo, que será discutido neste item; medições com barco ancorado e medições com barco móvel, que serão tratados no item 4.4 deste capítulo.

No caso da medição com cabo (Foto 4.12), que é a técnica mais utilizada para rios de até aproximadamente 300 m de largura e sem a presença de navegação intensa, a seção transversal é materializada por um cabo de aço graduado, esticado de margem a margem a uma altura de cerca de 0,50 m sobre a superfície da água. O cabo de aço, com diâmetro de 3/16" ou 1/4", fica enrolado em um tambor, que, para efetuar a travessia do cabo, fica a bordo do barco, fixando-se a extremidade em algum ponto fixo na margem. A seguir procura-se atravessar o rio o mais rápido possível desenrolando o cabo à medida que o barco avança para a outra margem. O percurso do barco nessa



operação não pode ser retilínea devido à corrente da água; deve-se manobrar o barco com a proa para montante e frear ligeiramente o tambor do cabo para evitar que se desenrole um comprimento excessivo.

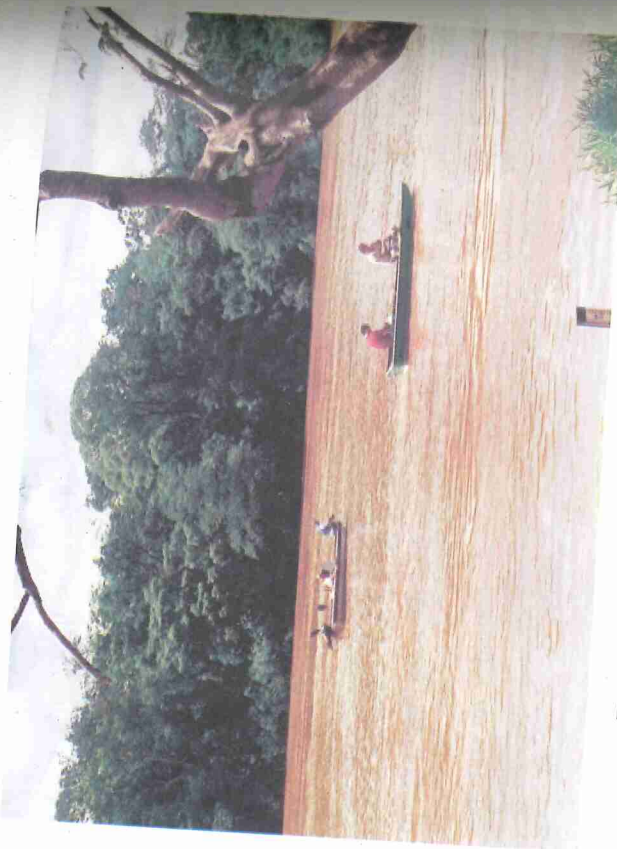


Foto 4.12 - Medição com cabo de aço graduado

O momento crítico da colocação do cabo surge quando se chega à margem oposta, momento em que se deve desembarcar com rapidez e prender o cabo em qualquer objeto fixo, evitando-se que, pela ação da corrente, o cabo seja arrastado para jusante e se enrosque no fundo do rio. O travamento do cabo no tambor ou no barco é desaconselhável, porque pode resultar na perda do tambor ou num acidente com o barco. A Figura 4.3 mostra esquematicamente o percurso do barco para a travessia do cabo de aço. A seguir, estica-se o cabo com auxílio de um "tir-fort" ou moitão, fazendo com que fique localizado exatamente sobre a seção transversal, previamente demarcada com miras ou marcos.

Deve-se evitar esticar o cabo com um guincho a motor ou um

veículo dando marcha à ré, pois o cabo, ao sair de dentro da água, produzirá um golpe pela redução repentina da tensão, podendo produzir um acidente (ruptura do cabo). No caso em que existe um acarretar um acidente (ruptura do cabo). No caso em que existe um alto risco de o cabo se prender no fundo do rio, ou quando o motor do barco é de pouca potência, costuma-se atravessar uma corda de nylon, flutuante, antes do cabo de aço, esticar essa corda e passar o cabo de aço por meio de presilhas tipo mosquetão presas à corda. Depois de esticado o cabo, retiram-se as presilhas, deixando-se, entretanto, a corda no local. Esse sistema, embora mais trabalhoso e demorado, apresenta a vantagem de o cabo de aço não tocar a água, além de ficar exclusivamente para a marcação da posição: a embarcação é presa à corda de nylon.

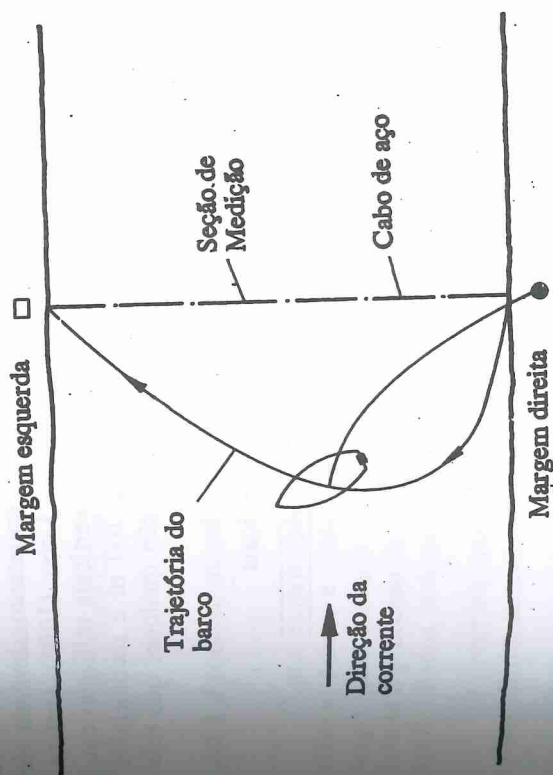


Figura 4.3 - Travessia do cabo de aço

Já foi mencionado que o cabo de aço deve ficar 50 cm acima do nível da água, o que exige, no caso de rios largos ou na ausência de pontos de fixação imediatamente acima da margem, que se faça uma compensação da flecha, como mostra a Figura 4.4.

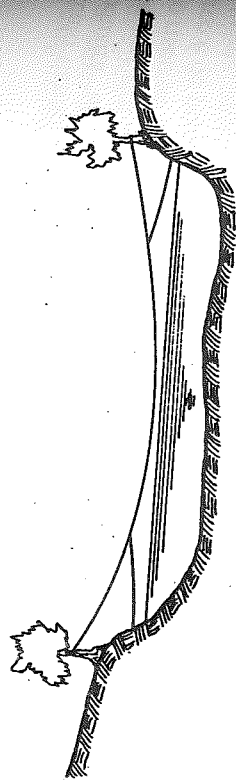


Figura 4.4 - Compensação da flecha

Uma vez instalado o cabo, pode-se dar início à medição propriamente dita, posicionando o barco em cada uma das verticais escolhidas. A distância entre verticais depende da largura do rio e da regularidade do escoamento. DNAEE (1967) recomenda as distâncias entre verticais conforme a Tabela 4.2 que, entretanto, deve ser visto como indicativo da ordem de grandeza. Lobo (1997) avaliou a variação do erro em função do número de verticais utilizado em 16 medições com larguras variando entre 2 e 160 m e recomendou a adoção de 20 verticais nas medições de vazão qualquer que seja a largura do rio.

Tabela 4.2 - Distância recomendada entre verticais

Largura do rio (m)	Distância entre verticais (m)
$\leq 3,00$	0,30
3,00 - 6,00	0,50
6,00 - 15,00	1,00
15,00 - 30,00	2,00
30,00 - 50,00	3,00
50,00 - 80,00	4,00
80,00 - 150,00	6,00
150,00 - 250,00	8,00
$\geq 250,00$	12,00

Fonte: DNAEE, 1967.

Em cada vertical será medida a velocidade em até dois ou seis pontos, conforme o método adotado (detalhado ou dois pontos). Em cada ponto deve-se efetuar, pelo menos, duas medidas independentes e, no caso de discrepância, uma terceira, para controle. Ao mesmo tempo em que é feita a tomada de velocidade, determina-se a profundidade em cada vertical, deixando-se inicialmente o lastro tocar

o fundo, registrando-se a leitura no guincho, para, a seguir, posicionar o molinete para as medidas de velocidade.

Um cuidado importante consiste em realizar a medição em um tempo tal que a cota do nível de água não se altere excessivamente ( $\text{alteração} \leq 6 \text{ cm}$ ) durante a medição, mesmo que para tanto seja necessário medir apenas dois pontos por vertical e até reduzir o número de verticais na seção. Tipicamente, uma medição de vazão em um rio com 200 m de largura (20 verticais), a partir de barco posicionado por cabo, pelo método dos dois pontos, leva cerca de duas horas.

Pode-se realizar as medições de vazão aos pares, inclusive para detectar eventuais erros grosseiros, sendo que as verticais devem ser desencontradas.

#### 4.2.1 Métodos de cálculo da medição convencional

##### 4.2.1.1 Processo numérico

O processo numérico de cálculo da medição convencional com molinete possui a vantagem de ser realizado na própria caderneta de campo. Isso permite que a medição seja calculada em tempo real, durante o processo de medição, permitindo uma análise e consistência dos resultados obtidos.

O processo numérico pode ser feito pelos métodos da seção média - SM e da meia seção - MS.

Para exemplificar os métodos de cálculo de medição convencional utilizar-se-á a medição detalhada realizada na estação de Salto Cataratas no dia 10/05/1995 (Tabela 4.3). Esta medição foi calculada para dois métodos de medição (detalhado e dois pontos) e para dois métodos de cálculo (seção média e meia seção).







- b) Cálculo das velocidades médias nos segmentos:

$$\bar{v}_{a1} = \frac{\bar{v}_1 + \bar{v}_2}{2}$$

$$\bar{v}_{a2} = \frac{\bar{v}_2 + \bar{v}_3}{2}$$

$$\bar{v}_{a3} = \frac{\bar{v}_3 + \bar{v}_4}{2}$$

.....

- c) Cálculo das áreas dos segmentos:

$$a_1 = (d_2 - d_1) \left( \frac{p_2 + p_1}{2} \right)$$

$$a_2 = (d_3 - d_2) \left( \frac{p_3 + p_2}{2} \right)$$

$$a_3 = (d_4 - d_3) \left( \frac{p_4 + p_3}{2} \right)$$

.....

- d) Cálculo das vazões nos segmentos:

(4.5)

$$q_{a1} = \bar{v}_{a1} a_1$$

$$q_{a2} = \bar{v}_{a2} a_2$$

$$q_{a3} = \bar{v}_{a3} a_3$$

.....

- e) Cálculo da vazão total:

(4.6)

$$Q = \sum q_i$$

- f) Cálculo da área total:

(4.7)

$$A = \sum a_i$$

- g) Cálculo da velocidade média:

(4.8)

$$\bar{V} = \frac{Q}{A}$$

- h) Cálculo da largura do rio:

(4.9)

$$L = d_n - d_1$$

- i) Cálculo da profundidade do rio:

(4.10)

$$P = A / L$$

### 4.2.1.1.2 Método da meia seção

O método da meia seção é o mais utilizado entre as entidades que trabalham com hidrometria no Brasil. Neste método as entidades parciais são calculadas multiplicando-se a velocidade média na vertical pelo produto da profundidade média na vertical pela soma das semi distâncias às verticais adjacentes.

Cabe ressaltar que neste método de cálculo as parcelas de área da seção transversal junto às margens são desprezadas, fato que deve ser considerado no momento da medição, diminuindo ao máximo a distância entre verticais no início e final da seção transversal.

A seguir, será mostrado, passo a passo, o processo de cálculo pelo método da meia seção, com base no esquema mostrado na Figura 4.6.

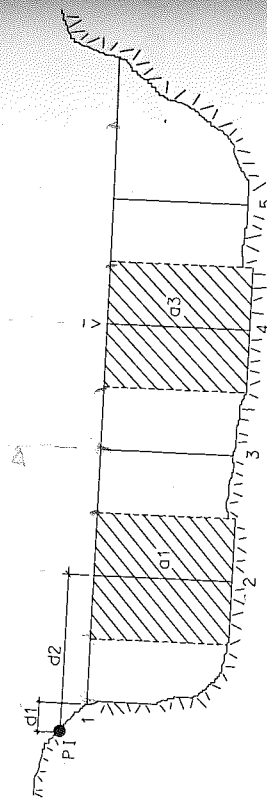


Figura 4.6 - Esquema de cálculo da meia seção

- a) Cálculo das velocidades médias nas verticais, em função do método de medição utilizado: 2 pontos; detalhada; integração vertical (Tabela 4.1).

- b) Cálculo das larguras dos segmentos:

$$l_2 = \frac{d_3 - d_1}{2} \quad (4.11)$$

$$l_3 = \frac{d_4 - d_2}{2}$$

$$l_4 = \frac{d_5 - d_3}{2}$$

.....

- c) Cálculo das áreas dos segmentos:

$$a_2 = l_2 \cdot v_2$$

$$a_3 = l_3 \cdot v_3$$

$$a_4 = l_4 \cdot v_4$$

.....

- d) Cálculo das vazões nos segmentos:

$$q_{a2} = \bar{v}_2 \cdot a_2$$

$$q_{a3} = \bar{v}_3 \cdot a_3$$

$$q_{a4} = \bar{v}_4 \cdot a_4$$

.....

- e) Cálculo da vazão total:

$$Q = \sum q_i \quad (4.14)$$

- f) Cálculo da área total:

$$A = \sum a_i$$

- g) Cálculo da velocidade média:

$$\bar{V} = \frac{Q}{A}$$

- h) Cálculo da largura do rio:

$$L = d_n - d_1$$

- i) Cálculo da profundidade média do rio:

$$P = A / L$$

#### 4.2.1.2 Processo gráfico

O processo gráfico consiste em desenhar as grandezas médias, em escala adequada, e proceder os cálculos a partir de áreas obtidas por planimetragem. Destaca-se que o processo gráfico só pode ser aplicado em medições realizadas pelo método detalhado, sendo bastante útil quando deseja-se conhecer o comportamento da seção de medição. O processo gráfico pode ser aplicado pelo método das parábolas e pelo método das isotacas.

#### 4.2.1.2.1 Método das parábolas

Este método consiste em desenhar os perfis de velocidade para cada vertical, com grandezas profundidades (ordenada) e velocidades (abscissa). Planimetra-se a área resultante, cujo valor, após multiplicado pela escala, é a vazão unitária ( $q$ ) da vertical ( $m^2/s$ ). A velocidade média na vertical é dada pela vazão unitária da vertical dividida pela profundidade da mesma vertical.

Os valores de vazão unitária são plotados em outro gráfico juntamente com a largura correspondente na seção transversal. Este novo gráfico terá distância ( $d$ ) entre  $PI$  e a vertical como abscissa e a vazão unitária ( $q$ ) da vertical como ordenada. O valor resultante da planimetragem deste gráfico, após correção da escala, será a vazão total ( $Q$ ) em  $m^3/s$ .

Pode-se aproveitar o mesmo gráfico para plotar nas ordenadas os valores de profundidade de cada vertical. O valor de planimetragem da área resultante, após a correção da escala, é dividido pela largura do rio ( $L$ ) resultando na profundidade média ( $P$ ).

As Figuras 4.7 e 4.8 mostram gráficos para o cálculo da vazão pelo método das parábolas de uma medição detalhada em Salto Cataratas.

A Tabela 4.5 mostra as velocidades das verticais calculadas pelos métodos numérico e das parábolas.



Tabela 4.5 – Comparação dos valores de velocidade

Vertical	Distância (m)	Profundidade (m)	Velocidade(m/s)		Diferença	
			Númérico	Gráfico	Gráf.-Num	Gráfico $q(m^2/s)$
1	7.22	0.00	0.000	0.000	0.000	0.0000
2	34.70	3.19	0.187	0.185	-0.002	0.5911
3	74.231	2.24	0.253	0.244	-0.009	0.5475
4	127.55	3.59	0.393	0.387	-0.006	1.3889
5	183.03	3.82	0.357	0.354	-0.003	1.3540
6	220.26	4.58	0.332	0.333	0.001	1.5250
7	259.54	7.30	0.340	0.349	0.009	2.5503
8	301.09	6.85	0.435	0.437	0.002	2.9966
9	338.42	6.07	0.453	0.456	0.003	2.7681
10	375.64	6.47	0.479	0.486	0.007	3.1445
11	422.28	6.54	0.384	0.388	0.004	2.5402
12	469.27	5.20	0.443	0.444	0.001	2.3113
13	509.82	3.55	0.406	0.402	-0.004	1.4275
14	546.19	3.44	0.365	0.362	-0.003	1.2459
15	610.61	4.18	0.257	0.255	-0.002	1.0661
16	664.17	5.35	0.203	0.206	0.003	1.1047
17	724.75	5.41	0.288	0.290	0.002	1.5702
18	761.73	5.54	0.295	0.298	0.003	1.6507
19	798.26	4.23	0.316	0.317	0.001	1.3388
20	827.88	3.67	0.375	0.370	-0.005	1.3575
21	852.15	3.38	0.327	0.324	-0.003	1.0947
22	764.20	2.05	0.301	0.288	-0.013	0.5909
23	870.52	0.00	0.000	0.000	0.000	0.0000

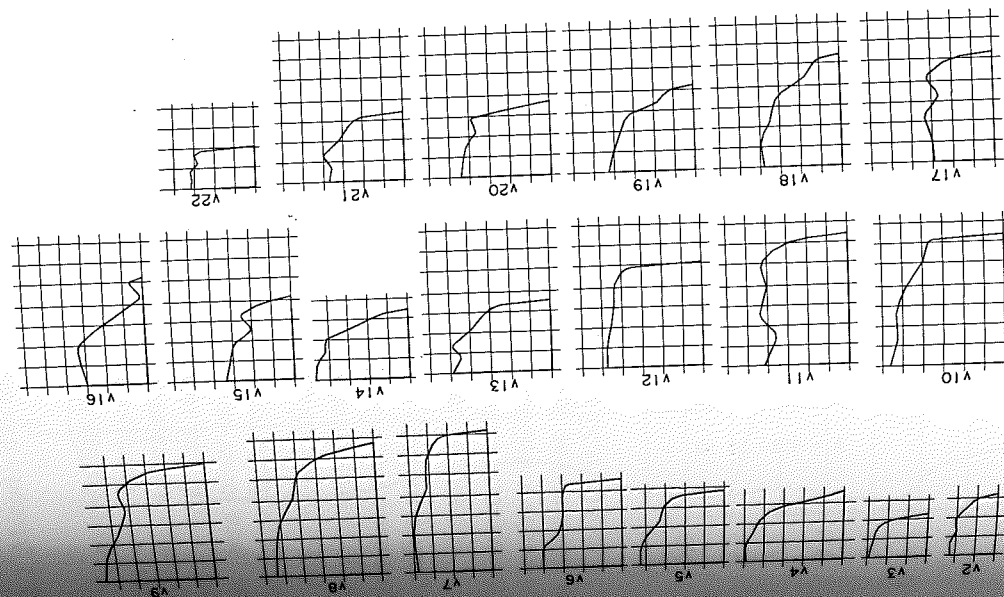
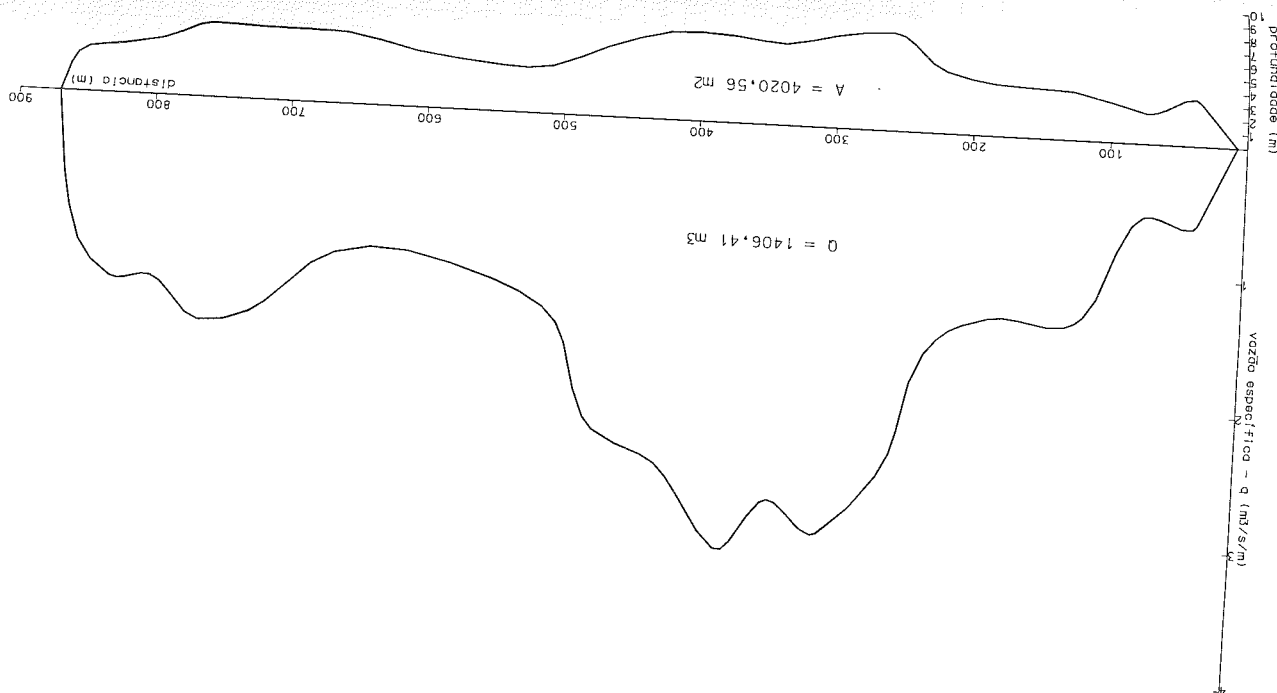


Figura 4.7 – Cálculo da velocidade pelo método das parábolas



#### 4.2.1.2.2 Método das isotacas

No método das isotacas, traça-se as curvas de igual velocidade (isotacas) com base nos pontos de velocidades medidos, em seguida, planimétrase a área entre isotacas consecutivas e multiplica-se essa área pela média das isotacas limítrofes. Somam-se esses resultados parciais para obter-se a vazão total. A Figura 4.10 apresenta as isotacas da medição realizada em Salto Cataratas.

Outra forma de calcular a vazão total é plotar em um gráfico a área planimetrada entre isotacas de forma acumulada contra os valores de velocidade da isotaca correspondente. A planimetragem da área desse gráfico indicará a vazão total (Figura 4.9).

A velocidade média é obtida dividindo-se a vazão total pela área da seção, obtida por planimetragem. Neste caso resultou em  $1409,44 \text{ m}^3/\text{s} / 4020,56 \text{ m}^2 = 0,351 \text{ m/s}$ . A profundidade média é obtida dividindo-se a área da seção pela largura do rio. Neste caso  $4020,56 \text{ m}^2 / (870,52 \text{ m} - 7,22 \text{ m}) = 4,66 \text{ m}$ .

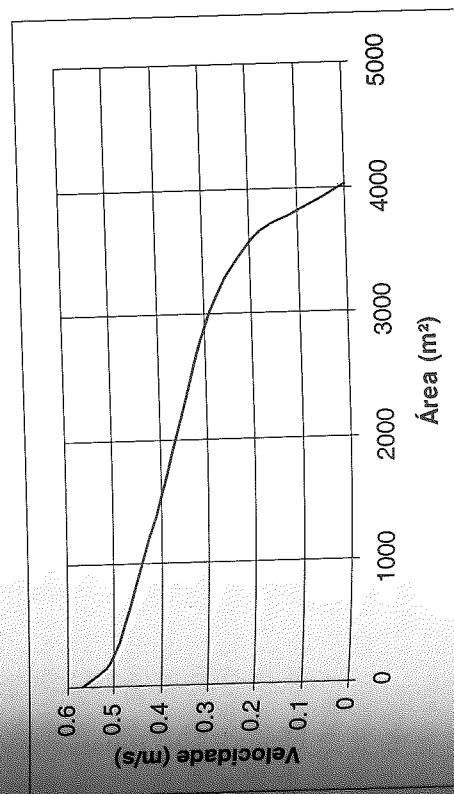


Figura 4.9 - Gráfico para o cálculo da vazão total pelo método das isotacas (Salto Cataratas)

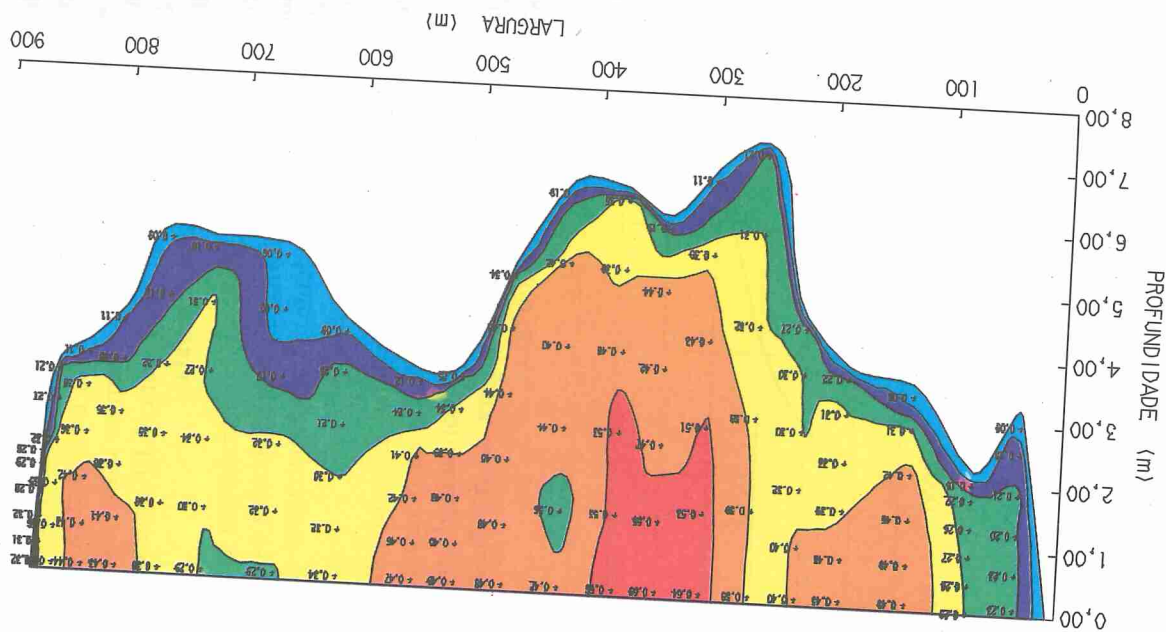


Figura 4.10 - Isóbatas do rio Iguaçu em Salto Cataratas

### 4.3 MÉTODO ACÚSTICO

A medição acústica de vazões originou-se das técnicas utilizadas em oceanografia, em que a medição de velocidades e direção das correntes com molinetes apresenta dificuldades consideráveis, notadamente em grandes profundidades. Adicionalmente vem corrigir algumas deficiências dos molinetes tradicionais em hidrometria como a impossibilidade de determinar a direção da velocidade e a avaliação mais precisa da profundidade, pois não depende do uso de lastros ou correção de catenária. Ainda pode-se citar imprecisões dos molinetes em avaliar as velocidades médias reais em escoamentos turbulentos e instáveis onde a direção da velocidade nem sempre é paralela ao eixo e sua intensidade pode oscilar, ao contrário das condições encontradas em tanques de aferição de molinetes (Gordon e Bornhoft, 1991). Apresenta vantagens também em relação à segurança, pois as medições são muito mais rápidas, o equipamento embarcado é mais leve, e dispensa-se a instalação de cabos de aço na seção e a utilização de lastros. Entretanto, há situações, como em rios muito rasos, em que o método tradicional ainda é insubstituível, mas aí, os riscos pessoais para os hidrometristas são reduzidos.

Em princípio, o método acústico baseia-se na medição e integração de áreas e velocidades como na medição com molinete. Estas informações são obtidas pela análise do eco de pulsos de ultrassom (ondas acústicas de alta frequência) refletidas pelas partículas sólidas em suspensão na massa líquida e pela superfície sólida do fundo. Simultaneamente, durante uma travessia do canal com uma embarcação na qual o instrumento é afixado, é feita a batimetria, o levantamento da trajetória de travessia e dos perfis e direções de velocidades, informações que integradas fornecem a vazão que atravessa a seção.

#### 4.3.1 O efeito doppler e a medição de velocidades

O som consiste de ondas de pressão, isto é, regiões alternadas de alta e baixa pressão, que se propagam em sólidos, líquidos e gases



(meios elásticos). O "comprimento de onda" é a distância entre duas regiões sucessivamente de alta ou de baixa pressão. Em uma analogia com ondas que se propagam na água, seria a distância entre duas cristas ou dois cavados. A Figura 4.11 apresenta a comparação entre estes dois tipos de onda. A "velocidade do som" é a velocidade de propagação das ondas de pressão e sua "frequência" é o número de ondas que passam em um local numa dada unidade de tempo.

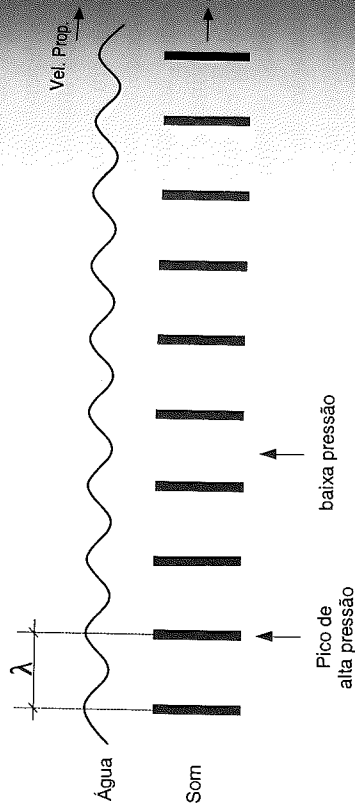


Figura 4.11 - Comparação entre onda superficial na água e onda sonora

Há entre estas grandezas a relação:

$$C = f \cdot \lambda \quad (4.19)$$

Onde:  $C$  - velocidade do som;

$f$  - frequência; e

$\lambda$  - comprimento de onda.

O efeito *doppler* é a mudança observada na frequência de uma onda qualquer resultante do movimento relativo entre a fonte e o observador. Pode-se observar, quando parado a beira de uma estrada, que o som gerado por um veículo ao se aproximar tem uma frequência mais alta (é mais agudo), e mais baixa (é mais grave) quando se afasta. Isto ocorre porque um número maior ou menor de ondas

percebido em um dado intervalo de tempo pelo observador em relação ao número de ondas emitido pela fonte neste mesmo intervalo. Esta mudança na frequência é diretamente proporcional à velocidade do veículo e, se for medida, permite que se calcule sua velocidade.

Imagine que um observador esteja parado escutando uma fonte sonora fixa, de uma frequência de 1000 Hz. Agora o observador desloca-se em direção à fonte e ouve uma frequência de 1010 Hz. A alteração de frequência ocasionada pelo efeito *doppler* é de 10 Hz e pode ser calculada pela seguinte relação:

$$\Delta f = f \cdot \left( \frac{V}{C} \right) \quad (4.20)$$

Onde:  $\Delta f$  - é a mudança de frequência;

$f$  - é a frequência do som quando tudo está parado;

$V$  - é a velocidade relativa entre a fonte sonora e o receptor (no exemplo é a velocidade na qual você está caminhando em direção à fonte); e

$C$  - é a velocidade do som no meio considerado.

É importante observar que quanto maior for a velocidade ( $V$ ) de aproximação, maior será a mudança na frequência; na aproximação  $V$  é positiva e a alteração de frequência também; no afastamento ocorre o inverso. Se a frequência do som ( $f$ ) aumenta ou diminui, a mudança de frequência ( $\Delta f$ ) aumenta ou diminui na mesma proporção, ou seja, a relação é linear.

#### Exemplo 1:

Se a frequência do som for 1200 kHz e a sua velocidade for 1500 m/s (na água) e a fonte sonora estiver vindo em direção ao observador com uma velocidade de 1 m/s, qual será a mudança na frequência observada? O que acontece se a fonte estiver se afastando na mesma velocidade?

Para a fonte se aproximando, tem-se:

$$\Delta f = 1200 \text{ kHz} \times 1 \text{ m/s} / 1500 \text{ m/s} = + 0,8 \text{ kHz}$$

Para a fonte se afastando, tem-se:

$$\Delta f = 1200 \text{ kHz} \times (-1 \text{ m/s}) / 1500 \text{ m/s} = - 0,8 \text{ kHz}$$

Os equipamentos acústicos de medição de vazão (ADCP) utilizam o efeito *doppler* transmitindo pulsos sonoros de frequência fixa e escutando o eco que retorna das partículas em suspensão na água (sedimentos e plâncton). Estes materiais, na média, movem-se com a mesma velocidade da massa da água em que se encontram (Figura 4.12).

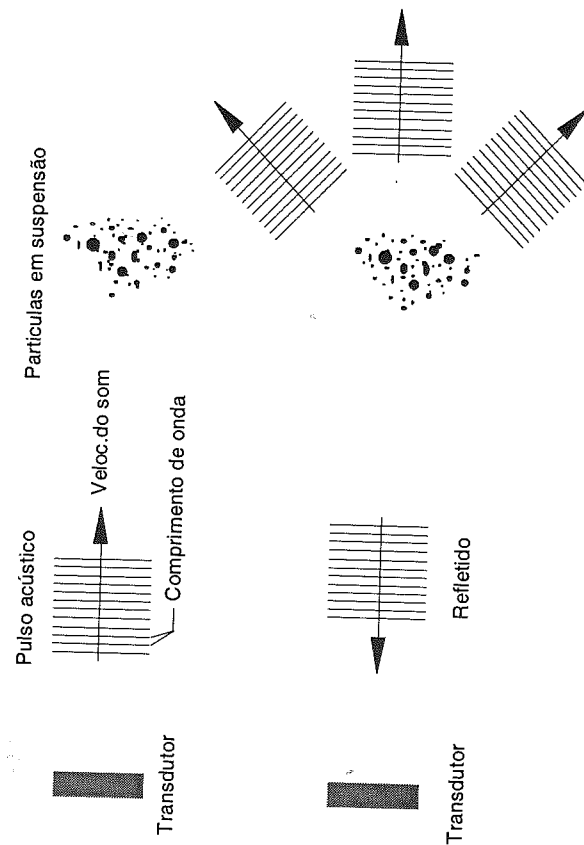


Figura 4.12 - Propagação do pulso acústico na água

Quando estas partículas movem-se em direção ao ADCP, a frequência do som que hipoteticamente seria ouvida nelas teria sua frequência alterada pelo efeito *doppler*, proporcionalmente à

velocidade relativa entre o ADCP e a partícula (Figura 4.13). Parte desse som, cuja frequência foi alterada pelo efeito *doppler*, é refletida de volta em direção ao ADCP. Este eco parece ao ADCP como se a fonte fosse a partícula em movimento e o ADCP percebe o som refletido com sua frequência alterada uma segunda vez pelo efeito *doppler*. Portanto, como o ADCP tanto transmite o som, como recebe seu eco refletido, o efeito *doppler* aplica-se duplamente e a equação anterior torna-se:

$$\Delta f = 2 \cdot f \cdot \left( \frac{V}{C} \right) \quad (4.21)$$

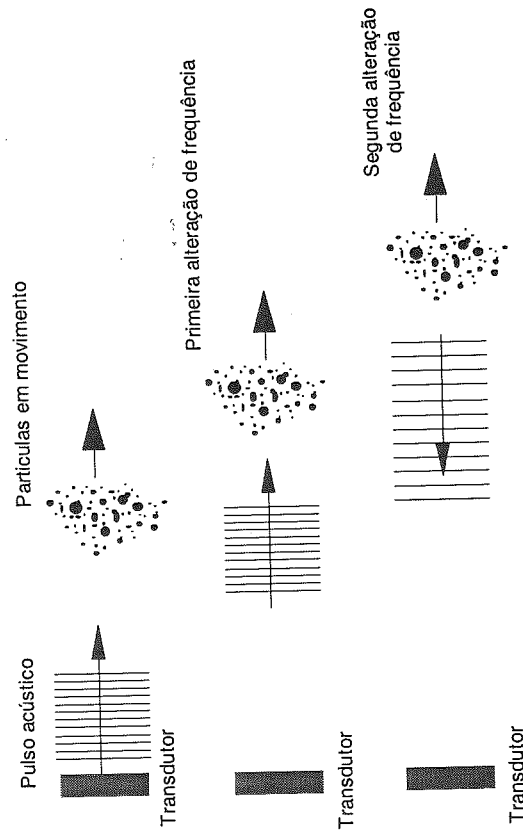


Figura 4.13 - Alteração de frequências sonoras devido à velocidade relativa entre fonte sonora e partículas em suspensão

### Exemplo 2:

Qual seria a mudança de frequência medida pelo ADCP caso a frequência sonora do som transmitido fosse de 1200 kHz, a

velocidade do som na água fosse de 1500 m/s e as partículas refletoras do som estivessem se aproximando a velocidade de 1 m/s?

$$\Delta f = 2 \times 1200 \text{ kHz} \times 1 \text{ m/s} / 1500 \text{ m/s} = 1,6 \text{ kHz.}$$

O transdutor, ou seja, a fonte do pulso acústico e receptor do eco de retorno, emite este pulso em apenas uma direção, a mesma da qual recebe o eco refletido pelas partículas em suspensão na água. Deste modo o que é medido é a componente da velocidade da água segundo esta direção, conforme a Figura 4.14.

Neste caso a equação para a variação de frequência pelo efeito *doppler* torna-se:

$$\Delta f = 2 \cdot f \cdot \left( \frac{V}{C} \right) \cdot \cos A \quad (4.22)$$

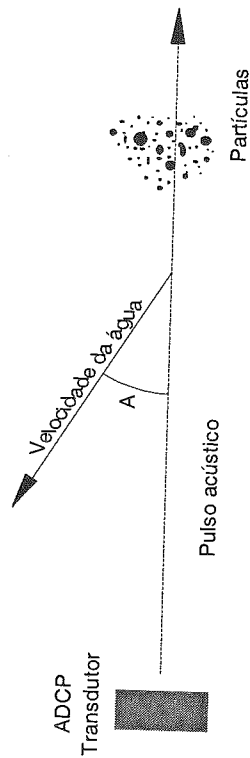


Figura 4.14 - Medição da componente da velocidade da água segundo a direção do pulso acústico

#### 4.3.2 Medição das três componentes da velocidade da água

Foi visto anteriormente que cada transdutor do ADCP mede somente uma componente da velocidade na mesma direção em que os pulsos acústicos são emitidos. Assim, por exemplo, se um transdutor está apontado para o norte e outro para o leste, o ADCP estará medindo as componentes norte e leste da velocidade. Se os

transdutores apontarem para outras direções, por meio de relações trigonométricas, são obtidas as componentes nas direções norte-sul e leste-oeste. O ponto fundamental é que para obter as três componentes necessita-se de, pelo menos, três transdutores apontados em três distintas direções. Deste modo, cada pulso acústico atinge um ponto diferente do escoamento em uma determinada camada horizontal. Para que as relações trigonométricas funcionassem perfeitamente, a camada horizontal deveria ser homogênea, isto é, a velocidade (vetor) deveria ser igual em todos os pontos. Felizmente essa é uma hipótese razoável em rios, lagos e oceanos.

O ADCP mede diretamente as componentes da velocidade segundo a direção em que são emitidos os pulsos acústicos. Ele tem dois pares de transdutores: um alinhado na direção leste-oeste e outro na direção norte-sul (Figura 4.15). Com o primeiro par mede-se uma das componentes horizontais da velocidade e a componente vertical. Com o segundo mede-se a segunda componente horizontal, que é ortogonal à primeira, bem como uma segunda estimativa da componente vertical. Portanto, são produzidas as duas componentes horizontais e ortogonais da velocidade e duas estimativas da componente vertical. A diferença entre as duas estimativas da componente vertical é chamada de "erro de velocidade" e seria nula se as camadas horizontais fossem totalmente homogêneas e o processo de medição absolutamente preciso. Note-se que para medir as três componentes da velocidade seriam necessários apenas três transdutores, sendo o quarto redundante, mas que permite justamente calcular o "erro de velocidade". Esta estimativa permite avaliar a qualidade dos dados, independentemente da origem dos erros: equipamento, processamento ou não-homogeneidade das camadas.

A configuração dos transdutores no ADCP é chamada "Janus", deus da mitologia romana que olhava simultaneamente para frente e para trás. Esta configuração permite reduzir os erros na estimativa da velocidade horizontal ocasionada pelo balanço da embarcação (*pitch*: longitudinal e *roll*: transversal).



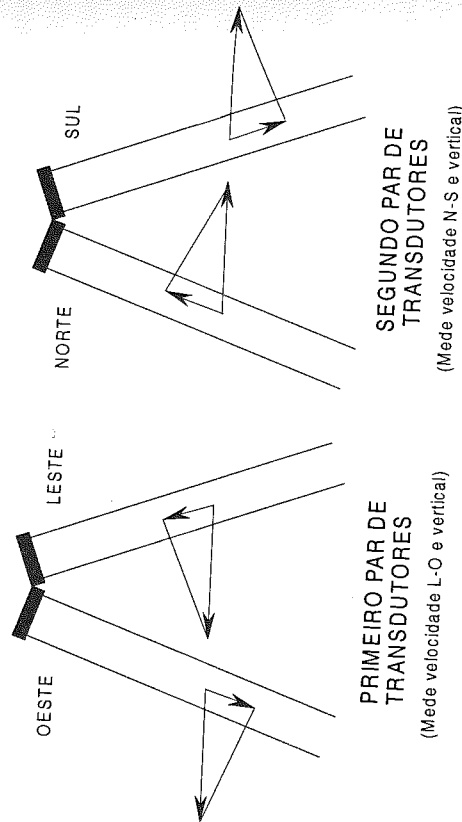


Figura 4.15 - Medição das três componentes da velocidade da água

#### 4.3.3 Perfis de velocidade

O eco refletido pelas partículas em suspensão é processado dividindo-se a coluna da água em certo número de segmentos de igual altura chamados de "células de profundidade" (*depth cells*). Para cada célula são determinadas as velocidades médias e suas direções (vetores médios). A Figura 4.16 ilustra esse processo, bem como apresenta um hipotético perfil de velocidades. Por razões técnicas uma camada próxima à superfície não é medida (dependendo da frequência do sonar, da profundidade de imersão do ADCP e da espessura das células), nem uma camada próxima ao fundo, onde há interferência com o forte eco do fundo sólido. Nestas camadas estimam-se as velocidades extrapolando-se um perfil teórico de velocidades ajustado às velocidades medidas nas células.

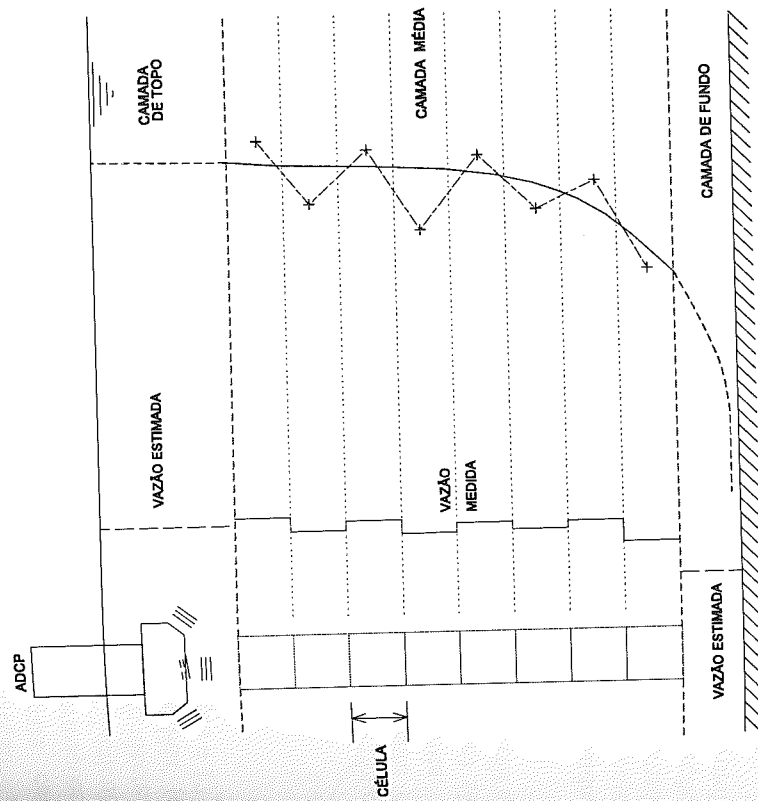


Figura 4.16 - Regiões da seção na medição ADCP

#### 4.3.4 Rastreamento do fundo

Além das velocidades, para o cálculo das vazões é necessário levantar as áreas das seções representadas pelas células e o posicionamento em planta. O ADCP faz isso por meio do processo denominado "rastreamento de fundo". Do mesmo modo que as velocidades do fluxo são medidas em relação ao ADCP, a velocidade do instrumento é medida em relação ao fundo (fixo), bem como sua direção e profundidade. São emitidos pulsos acústicos pelos mesmos transdutores, que se refletem no fundo, gerando um eco que,

analisado, fornece as informações necessárias. A direção do deslocamento do ADCP embarcado é determinada para cada amostragem pela bússola eletrônica interna. Com estas informações e o intervalo de tempo em que é realizada a amostragem, é fácil calcular o deslocamento do ADCP em relação ao fundo fixo, correspondente à largura das células em que é subdividida a seção medida (os segmentos marcados com os números 1, 2, 3, 4, 5 e 6 na Figura 4.17).

#### 4.3.5 Cálculo da vazão

A vazão que atravessa cada célula da Figura 4.17 é obtida multiplicando-se sua área (largura x altura) pela componente da velocidade horizontal perpendicular ao plano vertical da célula. A vazão das áreas não diretamente medidas (fundo e superfície) são obtidas da mesma forma considerando-se a extrapolação do perfil de velocidades ajustado a uma distribuição teórica.

Pelas mesmas razões de existência das camadas não medidas, existem duas áreas em forma de cunha, próximas às margens, cujas velocidades não são diretamente medidas. Nelas, a vazão é estimada tomando por base suas áreas e as velocidades médias das seções adjacentes (início e fim da medição) e aplicando uma fórmula fundamentada em distribuições teóricas de velocidades em canais.

A vazão total é o somatório de todas as parcelas mencionadas acima.

Note-se que considerando-se a componente da velocidade normal a cada célula, a vazão medida não depende da trajetória da travessia.

Na realidade, o ADCP emite vários pulsos acústicos para medir a velocidade da água e vários para medir a profundidade e a velocidade da embarcação, corrige estas informações com dados dos seus sensores de temperatura e inclinação, fazendo uma média ou composição (*ensemble*) válida para cada conjunto vertical de células. Desta maneira reduz-se o erro inerente a medidas isoladas.

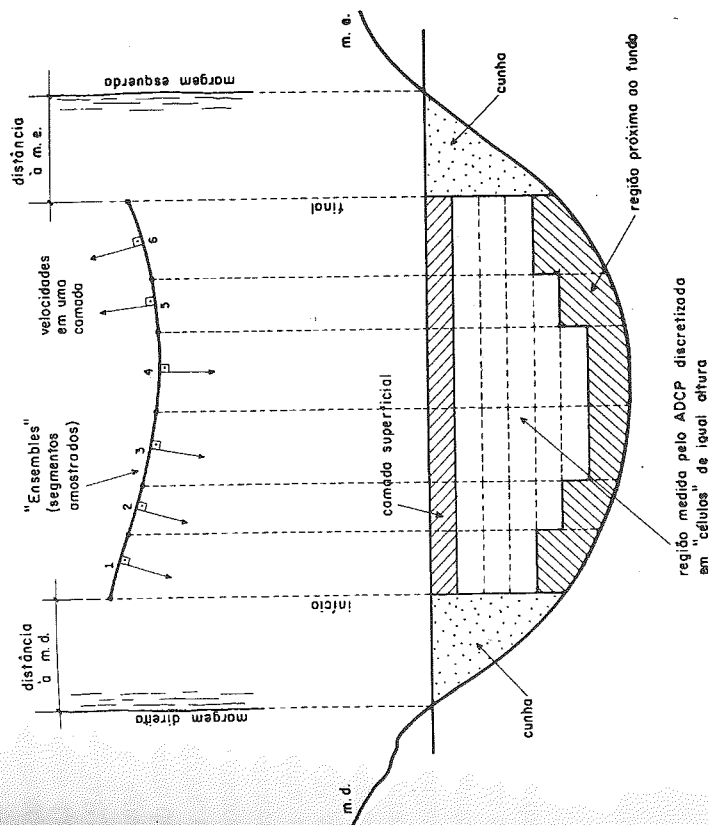


Figura 4.17 - Seção transversal com esquema de medição ADCP

#### 4.3.6 Alguns resultados práticos obtidos no Brasil

No Brasil a medição acústica de vazões vem sendo utilizada desde 1994, primeiramente pelo antigo DNAEE (Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica) em conjunto com a agência francesa ORSTOM, na bacia amazônica. Além das vantagens como rapidez e segurança nas medições, nos grandes rios da bacia amazônica as medições evidenciaram menor dispersão se comparadas com as convencionais, evidenciando a melhor precisão e repetibilidade do método (Guimarães et al., 1997).

Em março de 1996, a equipe de hidrometria da Companhia Paranaense de Energia (COPEL) iniciou a operação de um ADCP

1200 kHz (Foto 4.13), efetuando um grande número de medições nos rios do estado do Paraná, especialmente no Iguaçu. A Tabela 4.6 apresenta uma amostragem de alguns resultados. A coluna "D.P." significa desvio padrão de medições feitas com nível da água aproximadamente constante. O termo "C.V." significa coeficiente de variação, isto é, o desvio padrão dividido pela média das medições, o que fornece uma medida da dispersão dos resultados. Quanto menor este coeficiente melhor habilidade de repetir medições anteriores feitas nas mesmas condições. A penúltima coluna apresenta a percentagem da vazão total que foi medida diretamente pelo ADCP. A última coluna apresenta a distância média percorrida por amostragem (análogo à distância entre verticais na medição tradicional). Em geral os resultados mostram a boa qualidade das medições, exceto aquelas efetuadas em reservatórios profundos com velocidades extremamente baixas e sujeitas a perturbações causadas pela translação de ondas e balanço da massa líquida; ou em rios muito rasos onde a proporção da vazão medida diretamente é pequena (Buba, 1997).



Foto 4.13 – ADCP montado em barco de alumínio em posição de navegação (durante a medição opera com os transdutores submersos, com o eixo em posição vertical)

Tabela 4.6 - Estatística de baterias de medições

Local	Data	Nível d'água	Vazão Média (m³/s)	D.P. (m³/s)	C.V. %	Número Medições	Vazão Média / Medida amostragem	Dist. Média / amostragem
U. Vitória	18-abr-96	3,35	518,7	710,9	11,6	9	73	2,27
	31-jul-96	2,43	271,0	394,5	3,4	10	69	3,19
	17-nov-96	4,03	670,5	870,7	6,6	6	77	2,27
	06-mai-97	1,59	78,9	135,2	1,7	1,3	58	2,54
Fluviópolis	17-abr-96	2,34	394,9	587,5	6,6	1,1	6	6,25
	17-abr-96	2,33	387,3	586,6	4,2	0,7	7	4,49
	02-ago-96	1,26	147,2	254,7	3,9	1,5	11	1,95
	01-abr-97	1,05	104,7	201,6	1,6	0,8	7	1,61
P. Vitória	05-mai-97	0,67	47,4	105,3	2,7	2,7	8	2,20
	31-jul-96	1,40	326,7	391,6	3,5	0,9	6	3,58
	04-fev-97	2,88	1571,2	1867,8	22,6	1,2	8	2,28
	06-mai-97	1,16	216,2	264,7	7,0	2,6	6	2,45
Divisa	03-abr-97	0,76	105,5	132,3	4,6	3,5	8	2,91
	03-abr-97	5,96	61,4	94,7	1,6	1,6	11	1,83
	07-mai-97	1,53	32,7	56,8	2,0	3,5	8	1,24
	04-set-96	0,95	107,3	107,3	3,4	3,2	6	1,09
P. Amazonas	30-jan-97	4,91	275,5	355,0	11,2	3,2	9	1,61
	19-mai-97	1,05	4,6	16,5	1,5	9,1	6	1,49
	05-set-96	3,26	100,2	145,6	3,2	2,2	6	1,03
	28-jan-97	5,49	188,2	236,5	11,3	4,8	6	2,12
Rio Negro	28-jan-97	5,48	182,9	233,7	8,2	3,7	6	2,13
	03-abr-97	1,11	24,6	40,6	2,6	6,3	9	1,03
	08-mai-97	0,77	14,2	26,4	1,5	5,7	8	0,59
	01-ago-96	2,41	24,4	35,9	1,4	3,9	11	0,79
Timbó	05-fev-97	6,54	194,0	235,0	5,7	2,4	5	1,69
	05-fev-97	6,55	190,0	230,7	6,5	2,8	5	1,61
	02-abr-97	1,99	18,0	27,9	1,5	5,4	8	1,04
	07-mai-97	0,44	7,9	14,2	1,1	7,7	8	0,68
S. Cataratas (mon.)	09-mai-96	1,33 - 1,22	911,6	1224,6	13,3	1,1	8	4,76
	22-ago-96	1,45 - 1,29	1017,8	1359,3	15,6	1,1	5	6,17
	10-abr-97	1,34 - 1,33	1085,3	1402,7	13,3	1,0	8	4,36
	22-ago-97	4,00 - 4,09	1126,2	1253,8	38,8	3,1	11	3,16
S. Cataratas (jus.) Pontilhão	02-ago-96	1,29	14,1	21,3	0,7	3,5	21	0,42
	03-fev-97	5,13	95,2	115,9	2,3	2,0	11	2,18
	31-mar-97	0,95	10,5	16,4	1,0	5,8	8	0,70
	05-mai-97	0,34	3,3	6,0	0,8	13,6	8	0,62
Vossoroca (res.)	02-mai-96	814,38	2,5	7,9	2,3	29,6	11	1,69
	25-abr-96	16,9	18,3	18,3	11,3	61,7	28	2,08
	05-mai-96	689,7	69,9	103,1	9,0	12,9	16	6,76
	08-mai-96	2,05 - 2,50	689,7	1031,1	71,2	6,9	6	5,87
Jordão (res.) S. Caxias (jus.)	21-ago-96	2,74 - 2,66	1289,3	1688,9	49,7	3,8	6	6,48
	07-jan-97	2,97 - 2,96	1049,1	1688,9	24,2	1,4	6	4,13
	19-fev-97	4,20 - 4,14	1156,9	3731,3	80,4	2,1	6	7,54
	20-fev-97	3,88 - 3,82	2355,0	3131,0	59,6	1,9	6	7,75
Paraiso Norte P. Bananeiras Uba do Sul Vila Rica Itenópolis	08-abr-97	2,55 - 2,51	671,7	1037,6	21,5	2,1	8	6,40
	16-out-96	3,95 - 3,84	963,4	1346,5	20,2	1,5	10	4,78
	16-out-96	2,18 - 2,12	834,9	1164,5	20,4	1,7	10	3,00
	15-out-96	3,32 - 3,22	1093,0	1282,5	22,3	1,7	9	2,87
Santa Clara	01-ago-96	3,03 - 3,00	1073,5	1479,1	49,0	3,3	7	2,88
	06-mai-97	2,32	161,7	303,3	4,7	1,6	10	3,93
	20-mai-97	0,54	32,6	119,6	3,5	3,0	8	2,36
	20-mai-97	12,2	25,2	119,6	5,5	22,0	8	2,29

Outro teste envolveu a medição simultânea pelos métodos tradicional e acústico em 15 estações fluviométricas. Aplicou-se testes estatísticos indicando que a hipótese de média dos desvios entre os dois métodos para as 15 estações é aceita para o nível de significância



de 5%. Também foi aceita para o mesmo nível de significância a hipótese de correlação nula para os desvios entre os métodos e a vazão, a área da seção, a profundidade e velocidade médias, e a percentagem da vazão medida pelo ADCP em relação à vazão total (que inclui a extrapolada). A análise demonstrou não haver tendência a um método fornecer resultados sistematicamente superiores ou inferiores ao outro (Santos, Gomes e Buba, 1997). Este resultado estatístico foi ampliado em 1999 (Gomes e Santos, 1999), confirmando os resultados anteriores. A Figura 4.18 mostra a correlação entre 26 medições pelos métodos convencional e acústico realizadas simultaneamente em diversas estações localizadas no estado do Paraná.

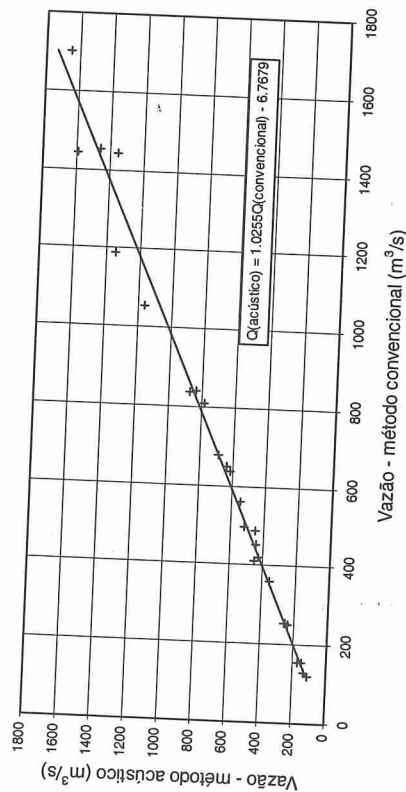


Figura 4.18 - Comparação entre as vazões obtidas nas campanhas de medição simultânea pelos métodos convencional e acústico

Um modo indireto de verificar a independência das medições com o ADCP em relação à ordem de grandeza das vazões e tamanho da seção transversal é a medição em canais convergentes e divergentes, como aqueles formados por ilhas fluviais. A equipe de hidrometria da COPEL efetuou três destes testes no rio Paraná e obteve um resultado melhor que testes similares feitos em outros países (Gordon e Bornhoff, 1991), pois as diferenças entre a vazão total medida após a confluência e a soma da vazão dos dois canais variaram entre - 0,87 % e + 0,24 % (Buba, 1997).

#### 4.4 MÉTODO CONVENCIONAL DE MEDIÇÃO DE VAZÃO APLICADO A GRANDES RIOS

No caso de rios de velocidades muito elevadas, onde a medição a partir do barco, principalmente durante as cheias, representa real perigo de vida, usa-se a medição a partir de um teleférico (Foto 4.14). Nessa técnica, uma gôndola é suspensa com roldanas sobre um cabo fixo e é posicionada por um cabo de tração comandado por um guincho em uma das margens (Foto 4.15). O cabo de sustentação serve ao mesmo tempo como cabo graduado, mas a sua marcação deve levar em conta a flecha do cabo de aço, sendo aconselhável, por ocasião da marcação do cabo, um posicionamento por meio de métodos topográficos (triangulação ou distanciômetro).

As diferenças, resultantes da dilatação dos cabos em função da temperatura, podem ser compensadas por ocasião do cálculo da medição proporcionalmente à largura do rio, conhecida a partir do levantamento da seção transversal.

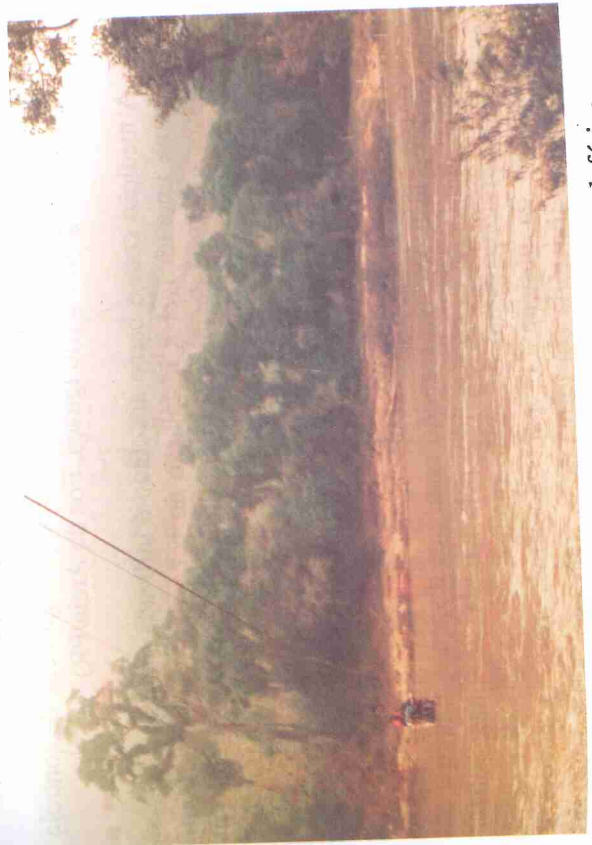


Foto 4.14 - Medição de vazão a partir de um teleférico (rio Iguaçu, Foz do Areia/PR)



Foto 4.15 - Estrutura de fixação do cabo aéreo e guincho de controle de gôndola (rio Iguaçu, Foz do Areia/PR)

A medição com o barco ancorado é utilizada quando a largura do rio torna impraticável a instalação do cabo de aço ( $L > 300\text{m}$ ). Nesse caso, a seção é definida com auxílio de balizas e/ou marcos de concreto nas margens, que permitem o posicionamento do barco por meio de visadas.

Basicamente há duas formas para determinar o alinhamento e o posicionamento do barco na seção: 1) a partir da margem, instruindo o piloto via rádio ou sinais visuais sobre as manobras necessárias; e 2) a partir do próprio barco. No segundo caso, que dispensa a equipe em terra, o alinhamento é conseguido pela visada de duas balizas dispostas no prolongamento da seção (pontos "A" e "B" na Figura 4.19). Parte-se da posição "1" para montante, iça-se a âncora e descreve-se uma trajetória em forma de S, transpassando a seção de "2". Baixa-se a âncora, desliga-se o motor e deixa-se arrastar o barco pela corrente, controlando-se pelo guincho da âncora (ou, na ausência

deste, diretamente com o cabo da mesma) a posição do barco. Quando se vê "A" e "B" alinhados na posição "0", fixa-se a âncora e determinam-se com um sextante os ângulos  $\alpha$  e  $\alpha'$ .

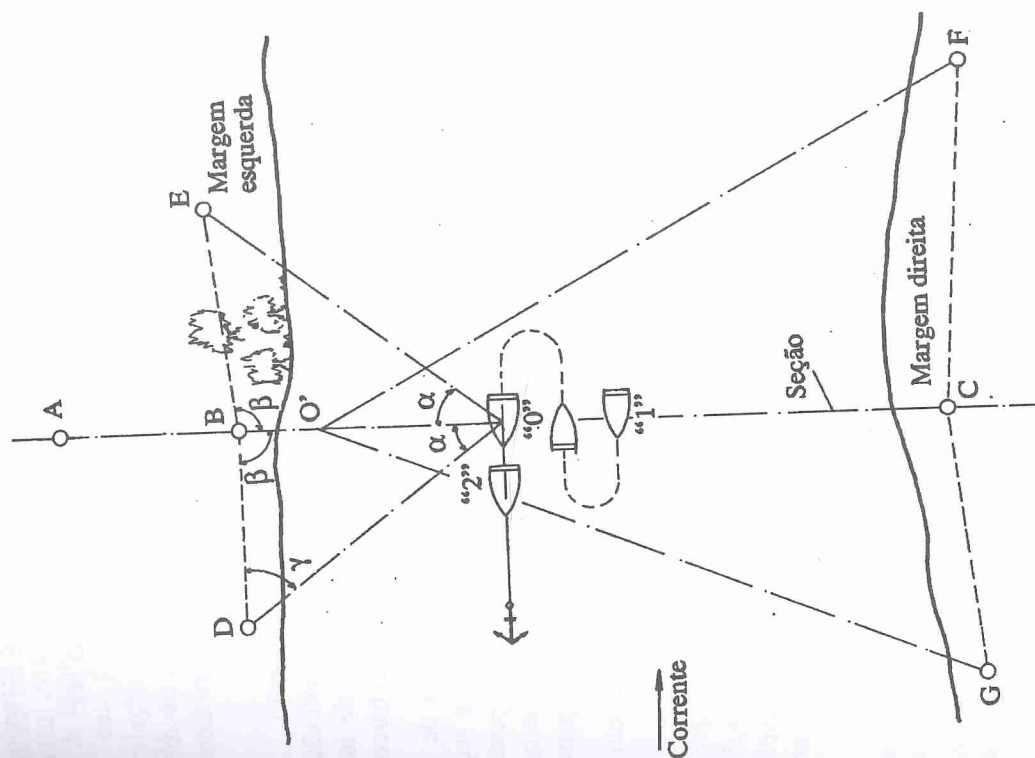


Figura 4.19 - Alinhamento e posicionamento do barco ancorado



A posição da embarcação na seção é determinada conforme mostrado no capítulo 3.

Quando se determina a posição do barco a partir da margem, podem-se utilizar dois teodolitos: um, instalado em "B" e visando "C", fornece ao piloto do barco o alinhamento na seção e o outro, instalado em "D", mede o ângulo "γ". A posição do barco será dada por:

$$\overline{BO} = \overline{BD} \cdot \frac{\sin \gamma}{\sin (\beta + \gamma)} \quad (4.23)$$

Mais recentemente, com o desenvolvimento dos distanciômetros, aparelhos medidores da distância pela reflexão de ondas centimétricas ou raios laser, existe a possibilidade de medir diretamente e com grande precisão a distância da margem ao barco.

Esse processo é, sem dúvida, o mais preciso, além de não necessitar da instalação das grandes miras para materializar a seção. Permite, inclusive, dispensar qualquer instalação na margem oposta, o que é bastante útil em certos casos (p. ex., em trechos em que o rio atravessa áreas de preservação ou então delimita a divisa entre países).

A medida da velocidade nas verticais, após a ancoragem do barco, segue o mesmo procedimento que na medição com cabo.

A diferença relativa ao método com cabo consiste em que as verticais não são equidistantes, seu número pode variar de medição a medição e são usadas geralmente menos verticais, o que se explica pelo processo relativamente trabalhoso de ancorar e posicionar o barco.

No método do barco móvel, a velocidade da água é determinada pela diferença vetorial entre a velocidade registrada pelo molinete e a velocidade do deslocamento do barco durante a operação. O método é empregado em rios de porte muito grande, com velocidades elevadas, onde a ancoragem no meio do canal se torna problemática.

Este método foi utilizado para medir a vazão do rio Amazonas, onde, em maio de 1967, mediu-se uma vazão de 227.000 m<sup>3</sup>/s em uma seção com mais de 60 m de profundidade e velocidades próximas a 3

m/s (DNAEE, 1968). Nessa medição, o barco, utilizando simultaneamente dois molinetes a aproximadamente 0,2 e 0,8 da profundidade, cruzava a seção de medição a velocidades absolutas pequenas e tinha sua posição determinada no início e no final de cada tomada de velocidade.

A Figura 4.20 indica como se obtém a velocidade da água a partir das posições inicial e final do barco, determinadas por triangulação a partir da margem (processo já explicado na descrição da medição com barco ancorado) e da velocidade da corrente medida pelo molinete.

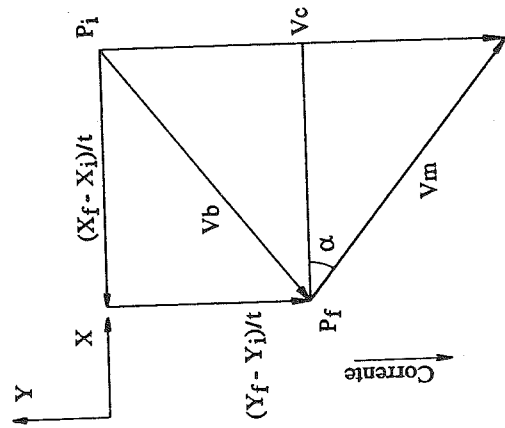


Figura 4.20 - Cálculo da velocidade da água no método do barco móvel

Adotou-se, na definição da posição do barco, um sistema de coordenadas cartesianas x-y com o eixo das abcissas coincidindo com a seção de medição.

Usando os índices "i" e "f" para as posições inicial e final, resulta:



$$\cos \alpha = \frac{x_f - x_i}{t \cdot V_m} \quad (4.24)$$

$$V_c = V_m \sin \alpha + \frac{y_f - y_i}{t} \quad (4.25)$$

Onde:  $V_m$  - velocidade média medida pelo molinete;  
 $V_c$  - velocidade absoluta da corrente;  
 $t$  - tempo gasto na operação; e  
 $\alpha$  - ângulo auxiliar.

Ainda nesse método, considera-se como posição da vertical para o cálculo da vazão a projeção sobre a seção de medição da média aritmética entre as posições inicial e final do barco, ou seja:

$$x = (x_i + x_f) / 2 \quad (4.26)$$

As profundidades foram obtidas a partir de levantamentos batimétricos prévios da seção com o auxílio de um ecobatímetro, e a descarga calculada pelos processos convencionais já descritos (velocidade média na vertical e planimetria das isotacas).

Além de possibilitar a medida direta da vazão em rios onde a estabilização do barco na seção é problemática, o método da medição com barco móvel também permite realizar medições bastante rápidas por meio de uma integração horizontal das velocidades na seção (Smoot e Novak, 1969). Se o barco se desloca exatamente ao longo da seção transversal ( $y=y_f$ ), com velocidade constante, resulta, para a velocidade da corrente:

$$V_c = \sqrt{V_m^2 - V_b^2} \quad (4.27)$$

Onde:  $V_m$  - velocidade indicada pelo molinete; e  
 $V_b$  - velocidade no barco.

Procura-se atravessar o rio sobre a seção de medição com

velocidade constante e registram-se, durante a travessia, as leituras, parciais e simultâneas, a intervalos de tempo constantes, do contador de rotações do molinete, da posição do barco (p. ex., via distanciômetro em terra) e da profundidade indicada pelo ecobatímetro. Com esses dados podem-se determinar as velocidades médias em cada percurso parcial, e, pela multiplicação com as áreas parciais, as vazões parciais, que, somadas, fornecem a vazão total. Considera-se como vertical correspondente à velocidade medida a média entre as posições inicial e final de cada registro parcial. Esse método exige uma equipe bem treinada e afinada entre si, para realizar os registros simultâneos. No caso de se determinar a posição do barco por medidas angulares a partir do próprio barco, é mais fácil ajustar sucessivamente, na travessia, ângulos crescentes e ler simultaneamente cronômetro, contador de rotação e ecobatímetro ao passar a mira pelo visor do goniômetro.

Nesse método, determina-se a velocidade a uma profundidade fixa, em geral 3 a 4 pés (0,90 - 1,20 m), conforme recomendação de Smoot e Novak, convertendo-se esta em velocidades médias na vertical por meio de um coeficiente apropriado, que, segundo esses autores, situa-se na faixa de 0,90 a 0,92, conforme investigações feitas em uma série de rios americanos.

Para evitar que o molinete seja danificado quando o barco atinge, nas proximidades da margem, profundidades inferiores à posição do molinete, esta parte rasa da seção é previamente demarcada por bóias. Nos segmentos laterais não percorridos pelo barco, adota-se a metade da velocidade medida no trecho adjacente.

Em todas as medições com molinete suspenso deve-se evitar, na medida do possível, que o cabo de suspensão se afaste demasiadamente da vertical. Quando esse afastamento, medido com um transferidor de pêndulo (Figura 4.21), ultrapassa 10°, as profundidades devem ser corrigidas pela tabela da Figura 4.22.

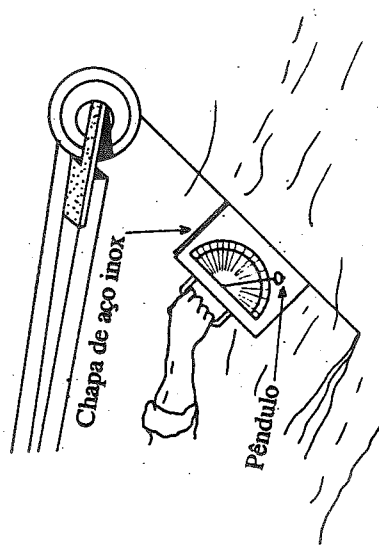
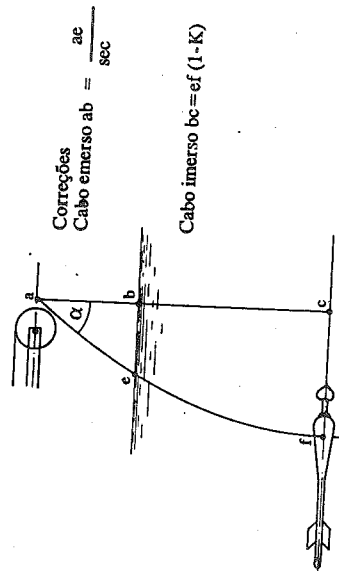


Figura 4.21 - Transferidor de pêndulo



$\alpha$	SEC $\alpha$	K	(1-K)
4	1,0024	0,0006	0,9994
6	1,0035	0,0016	0,9984
8	1,0055	0,0032	0,9968
10	1,0114	0,0050	0,9950
12	1,0223	0,0072	0,9928
14	1,0396	0,0098	0,9902
16	1,0603	0,0128	0,9872
18	1,0851	0,0164	0,9836
20	1,1142	0,0204	0,9796
22	1,1478	0,0248	0,9752
24	1,1866	0,0296	0,9704
26	1,2316	0,0350	0,9650
28	1,2836	0,0408	0,9592
29	1,3147	0,0472	0,9528
32	1,3792	0,0544	0,9456
34	1,4562	0,0620	0,9380
36	1,5361	0,0698	0,9302

Figura 4.22 - Correção da profundidade pelo arraste do molinete

Entretanto, o fato de usar essa correção elimina apenas um dos erros provocados pelo arraste do molinete (a indicação de uma profundidade maior que a real). Como um rio não é um canal prismático, as velocidades medidas pelo molinete a jusante da seção (no ponto "f") podem diferir substancialmente das velocidades existentes na posição correta (ponto "c"). Assim, sempre será preferível reduzir o arraste do molinete pelo uso de um lastro mais pesado.

## 4.5 OUTROS MÉTODOS DE MEDIÇÃO DE VAZÃO

### 4.5.1 Método volumétrico

O método volumétrico consiste em determinar a vazão medindo-se o tempo necessário para encher um reservatório de volume conhecido. Esse reservatório pode ser um pequeno tanque ou um balde (no caso de pequenos riachos) ou o reservatório de uma usina hidrelétrica. Esse método, se o volume do reservatório é realmente conhecido com exatidão, é o mais preciso de todos, mas o seu emprego é bastante limitado por razões óbvias.

### 4.5.2 Método químico

Afora os métodos de medição de vazão com uso de molinete, utiliza-se com frequência, principalmente em rios de montanha de grande turbulência, o chamado processo químico para a determinação direta da descarga.

Nesses rios, devido à pouca profundidade que apresentam, aliado a um leito muito irregular com blocos de pedras, o uso do molinete pode ser problemático.

O método químico para a medida de vazão em rios foi utilizado pela primeira vez por Schloesing em 1863 (André, 1960) e tem sido usado extensivamente nas décadas de 50 e 60 em rios de montanha

(Alpes) com bastante sucesso.

Neste método, injeta-se no rio certa quantidade de uma solução de um produto químico (em geral bicromato de sódio) ou de um radioisótopo de concentração conhecida e determina-se a concentração do produto na água do rio a uma certa distância a jusante, o suficiente para que a turbulência do rio torne homogênea a mistura solução-água.

Basicamente, existem dois métodos clássicos em uso:

- método de injeção contínua; e
- método da integração.

No primeiro, injeta-se, com vazão constante, uma solução concentrada de um produto químico (sal) e mede-se a concentração do mesmo na água do rio, depois que esta se torne constante no tempo.

A conservação de massa de sal implica no regime permanente a:

$$Q = q \left( \frac{C_s}{C_r} - 1 \right) \quad (4.28)$$

Em geral  $\frac{C_s}{C_r} > 1$ , de modo que na maioria dos casos pode-se adotar:

$$Q = q \frac{C_s}{C_r} \quad (4.29)$$

Onde:  $Q$  - vazão do rio ( $m^3/s$ );

$q$  - vazão da solução salina ( $l/s$ );

$C_s$  - concentração da solução ( $g/l$ ); e

$C_r$  - concentração do sal na água ( $mg/l$ ).

Uma questão que se coloca de imediato é a escolha do sal, que deve ter algumas características, tais como:

- preço acessível;

- ser bem solúvel;
- não ser corrosivo nem tóxico;
- permitir sua dosagem precisa, mesmo em concentrações diminutas;
- não estar presente na água do rio.

O bicromato de sódio, por atender a todas essas condições, é bastante usado. Por atender a quarta destas características, melhor que qualquer produto químico tradicional, usam-se modernamente isótopos radiativos, tais como  $Na^{24}$ ,  $Br^{82}$  e  $P^{32}$ .

Por uma questão de custo tem sido usado também o sal de cozinha ( $NaCl$ ), embora neste caso há de se considerar que o mesmo já está presente no rio, embora geralmente em proporções bastante pequenas. Neste caso, a expressão (4.29) transforma-se em:

$$Q = q \left( \frac{C_s - C_r}{C_r - C_0} \right) \quad (4.30)$$

Sendo  $C_0$  a concentração natural do sal no curso de água.

Antes da medição propriamente dita, lança-se no rio uma solução de corante no ponto de injeção e observa-se a sua propagação e diluição para a escolha da seção mais favorável à coleta de amostras. Procura-se também observar, a partir da propagação da nuvem de corante, o tempo de passagem pela seção de amostragem, o que permite estabelecer a duração da injeção da solução salina:

$$t = t_1 + t_2 + 20 \text{ min} \quad (4.31)$$

Onde:  $t_1$  - tempo de percurso do corante do ponto de injeção à seção de coleta; e

$t_2$  - tempo de duração da passagem da nuvem de corante pela seção de coleta.

Esse ensaio é feito apenas por ocasião da primeira medição em dado local. Nas seguintes, os locais de injeção e coleta, bem como o tempo de injeção, já estão definidos.

No método da injeção contínua a injeção da solução salina é



feita por um dispositivo de vazão constante (Figura 4.23) num único ponto do rio ou em vários pontos, sendo distribuída por meio de um tubo perfurado disposto através da seção.

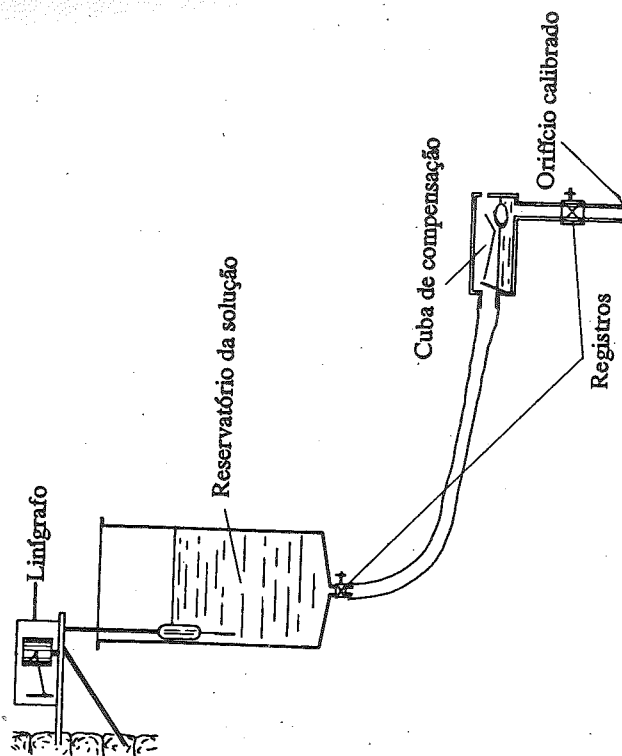


Figura 4.23 - Dispositivo de dosagem da solução salina

A coleta das amostras, aproximadamente 20, é feita a intervalos de tempo regulares e em toda seção de coleta. Incluem-se ainda duas amostras da solução lançada: uma feita no início e outra no final da medição, para avaliar a eventual mudança na concentração da solução durante o processo.

A determinação da concentração na água, em geral, é feita pelo método colorimétrico e, no caso de usar radioisótopos, por meio de um contador Geiger ou um cintilômetro. No caso de NaCl a concentração, geralmente é determinada pela medida da condutividade elétrica da amostra. Utiliza-se, para a determinação da vazão, a média aritmética das concentrações das amostras coletadas durante a fase de regime permanente.

A precisão inerente ao método dependerá dos erros na medida da vazão de injeção da solução, da concentração da solução injetada e da concentração final no rio. Entretanto, outras fontes de erro devido à não homogeneidade da mistura água-solução, perdas de sal, variação da vazão de injeção, entre outras, reduzem a precisão final.

A causa mais frequente de erros maiores nas medições pelo método químico é a não homogeneidade na diluição da solução dentro do rio, conduzindo a uma distribuição assimétrica da concentração na seção de coleta de amostras. Também a contaminação das amostras por quem manipular os sais pode conduzir a erros grosseiros.

Outra causa frequente, no caso do primeiro método, é o não estabelecimento de regime permanente das duas fases ou a impossibilidade de defini-lo a partir das amostras (variação contínua da concentração entre as amostras).

Dumas (1952) usando bicromato de sódio, estimou um erro máximo de  $\pm 5\%$  para o método, portanto, comparável às medições efetuadas com molinete hidrométrico. Devido a limitações no tamanho dos tanques de solução e da precisão na determinação da concentração " $C_r$ ", o método fica limitado em geral a vazão inferior a 30 m<sup>3</sup>/s, embora André (1960) relate um caso em que se media com sucesso uma vazão de cerca de 200 m<sup>3</sup>/s.

O segundo método químico, método de integração, consiste em verter, de qualquer maneira, um volume conhecido de solução no rio. Realizam-se em seguida, numa seção a jusante, as coletas de amostras durante todo o tempo de passagem da solução diluída. A vazão será dada por:

$$Q = \frac{V \cdot C_s}{\int_0^T C_r dt} \quad (4.32)$$

Onde:  $Q$  - vazão do rio (m<sup>3</sup>/s);

$V$  - volume de solução despejado l;

$C_s$  - concentração da solução g/l;

$C_r = f(t)$  - concentração variável do sal no rio mg/l; e

$T$  - tempo da passagem da solução.

Nesse método é importante que nenhuma parcela do volume de solução despejada seja retida no percurso (p. ex., regiões de águas paradas), enquanto que no método anterior apenas é necessário que se estabeleça durante o período de injeção um regime permanente de ambas as fases (água e solução).

No caso do método de integração, além das fontes de erro já mencionadas, há a possibilidade de parte da solução ficar retida no percurso.

André (1960) comparando medições pelo processo de integração, usando bicromato de sódio e métodos tradicionais (molinete), obteve discrepâncias variando entre 1% e 7%, em 90% dos casos. A variabilidade entre várias medidas pelo método químico no mesmo local resultou em diferenças inferiores a 5%. Uma experiência brasileira em pequenos rios na região de Colombo - PR, usando NaCl e medida a concentração através da condutividade elétrica, constatou diferença de 4% em comparação com o método convencional usando micromolinete (Hindi et al., 1998)

#### 4.5.3 Uso de dispositivos regulares

Existe também a possibilidade de medir a vazão pelo emprego de dispositivos de geometria simples e bem definida, como calhas Parshall e vertedores de medida, em que a relação cota-vazão é conhecida por via teórica ou a partir de ensaios em laboratório. Como as medidas desses dispositivos são padronizadas, as relações cota-descarga obtidas em laboratório podem ser facilmente transpostas para as condições de campo. Evidentemente, esses medidores se aplicam para vazões pequenas, até no máximo da ordem de  $5 \text{ m}^3/\text{s}$ , ou até menores.

##### 4.5.3.1 Calha Parshall

A escolha entre calhas e vertedores depende das condições locais e da magnitude da vazão a ser medida. Em comparação com o vertedor, a calha Parshall apresenta como principais desvantagens o

custo elevado e uma maior complexidade de construção. Como vantagens destacam-se:

- não altera significativamente as condições naturais do rio, não modificando assim a circulação natural de sedimentos, nutrientes e vida aquática; e
- uma única estrutura permite medir uma ampla faixa de vazões.

A Figura 4.24 mostra uma calha Parshall e algumas dimensões padronizadas. A escolha do tamanho da calha depende da faixa de vazões que se pretende medir. A Foto 4.16 mostra uma calha Parshall instalada em uma estação de tratamento de água e a Foto 4.17 a instalação de calha Parshall em uma microbacia com 12 ha de área de drenagem.



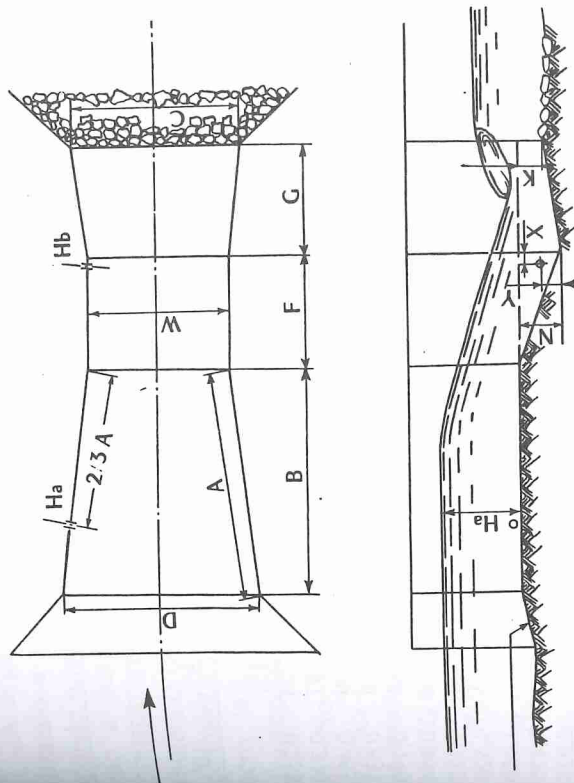
Foto 4.16 - Calha Parshall em estação de tratamento de água  
(Cortesia de Dalton Lucio B. Pereira Fº)





Foto 4.17 - Implantação de uma calha Parshall pré-fabricada  
(Cortesia Masato Kokiayama)

A característica desta estrutura é apresentar uma relação bem definida entre níveis e vazões, de modo que a observação de níveis permita obter as vazões sem a necessidade de medi-las diretamente. Como são estruturas, via de regra, instaladas em bacias com pequenas áreas de drenagem, onde a variação dos níveis do rio é bastante rápida, é recomendável a instalação de linígrafo para monitoramento do nível da água. Em uma calha Parshall, que pode apresentar ressalto afogado, há a necessidade de instalação de dois linígrafos, um em  $H_a$  e outro em  $H_b$  (Figura 4.24). Os linígrafos mais modernos permitem a utilização de vários sensores em um único *datalogger*. A Tabela 4.7 apresenta os valores de vazão para diferentes níveis de água e condições de escoamento para as estruturas padronizadas pela dimensão  $W$ .



Dimensões padrão para diferentes larguras de estrangulamento

W (pés)	W (mm)	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)
1	305	1371	1343	610	845
2	610	1524	1495	914	1206
3	914	1676	1645	1219	1572
4	1219	1829	1794	1524	1937
5	1524	1981	1943	1829	2302
6	1829	2134	2093	2134	2667
7	2134	2286	2242	2438	3032
8	2438	2438	2391	2743	3397
10	3048	2743	2689	3353	4124

$F = 610$  mm  $N = 228$  mm  $G = 915$  mm  $X = 51$  mm  $Y = 76$  mm  $K = 76$  mm

Figura 4.24 - Calha Parshall (esquema e dimensões padronizadas)



Tabela 4.7 – Tabela de calibragem de calha Parshall

H (mm)	Valores de vazão para ressalto livre (m³/s)									
	W									
	1'	2'	3'	4'	5'	6'	8'	10'		
61	0,0099	0,0187	0,0274	0,0357						
91	0,0181	0,035	0,052	0,068	0,084	0,100	0,131			
122	0,028	0,055	0,081	0,107	0,132	0,158	0,208	0,258		
152	0,039	0,077	0,115	0,152	0,188	0,225	0,297	0,370		
183	0,052	0,102	0,153	0,202	0,252	0,300	0,399	0,495		
213	0,066	0,130	0,194	0,258	0,323	0,385	0,509	0,637		
244	0,081	0,160	0,239	0,320	0,396	0,475	0,634	0,790		
274	0,097	0,192	0,289	0,385	0,478	0,574	0,764	0,954		
305	0,113	0,226	0,340	0,453	0,566	0,679	0,906	1,132		
366	0,149	0,300	0,453	0,603	0,756	0,910	1,214	1,520		
427	0,189	0,382	0,574	0,770	0,965	1,163	1,557	1,950		
488	0,231	0,470	0,710	0,951	1,194	1,438	1,927	2,420		
549	0,277	0,563	0,852	1,146	1,438	1,735	2,329	2,926		
610	0,325	0,662	1,000	1,353	1,701	2,051	2,759	3,470		
671	0,376	0,700	1,169	1,571	1,978	2,389	3,215	4,047		
732	0,430	0,880	1,339	1,803	2,272	2,750	3,699	4,658		
792	0,481	0,993	1,514	2,040	2,572	3,116	4,20	5,30		

Correção da submersão para calhas de 1 pé (m³/s)

H <sub>a</sub> (mm)	Relação H <sub>f</sub> /H <sub>a</sub>									
	Correção da submersão para calhas de 1 pé (m³/s)									
	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95				
152	0,00226	0,00283	0,00396	0,00623	0,0105	0,0184				
305	0,00368	0,00594	0,00991	0,0167	0,0283	0,0509				
457	0,00708	0,0119	0,0198	0,0340	0,0566	0,0962				
610	0,0125	0,0207	0,0354	0,0566	0,0934	0,1528				
762	0,0195	0,0311	0,0538	0,0821	0,1330	0,2123				

Estes valores são subtraídos daqueles da tabela anterior, no caso de ressalto afogado

Para uma calha qualquer, aplicar os seguintes coeficientes às correções acima			
W	C	W	C
1	1,0	5	3,7
2	1,8	6	4,3
3	2,4	8	5,4
4	3,1	10	6,5

A seguir é apresentado um exemplo de obtenção da vazão utilizando a tabela de calibragem da calha Parshall (Tabela 4.7). Supondo uma calha de 3' com leitura  $H_a = 305$  mm e ressalto livre, então a vazão é lida diretamente na primeira parte da tabela, resultando em  $Q_l = 0,340$  m³/s. O ressalto é livre quando a macro turbulência do ressalto pode ser claramente percebida na superfície do escoamento a jusante da tomada de pressão  $H_b$ . Será afogado quando a macro turbulência ocorrer abaixo da superfície como um tubo descarregando em um reservatório. Neste caso, em geral,  $H_b/H_a > 0,7$ .

No caso da calha estar operando com ressalto afogado, necessita-se fazer a correção utilizando a leitura em  $H_b$ , pois a vazão será menor para o mesmo valor de  $H_a$ . Por exemplo, para  $H_a = 305$  mm e  $H_b = 240$  mm, encontra-se:

$$H_b/H_a = 240 \text{ mm} / 305 \text{ mm}$$

$$H_b/H_a = 0,78$$

Entrando, com esses valores na segunda parte da Tabela 4.7 tem-se que para  $H_a = 305$  mm e  $H_b/H_a = 0,80$ , a vazão de correção é de 0,00991 m³/s para uma calha de dimensão 1'. Como trata-se de uma calha de dimensão 3', aplica-se o coeficiente (C) obtido na terceira parte da Tabela 4.6. Sendo  $C = 2,4$ , tem-se:

$$Q_c(3') = Q_c(1') \times C \quad (4.33)$$

$$Q_c(3') = 0,00991 \text{ m}^3/\text{s} \times 2,4$$

$$Q_c(3') = 0,024 \text{ m}^3/\text{s}$$

Esta vazão de correção ( $Q_c$ ) do ressalto afogado é subtraída da vazão obtida para ressalto livre, ficando:

$$Q = Q_l - Q_c \quad (4.34)$$

$$Q = 0,340 \text{ m}^3/\text{s} - 0,024 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0,316 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 4.5.3.2 Vertedores

Os vertedores podem ser divididos genericamente em dois

grupos em função do tipo de soleira: vertedores de soleira delgada e vertedores de soleira espessa.

Um vertedor de soleira delgada é composto basicamente de uma placa fina que intercepta transversalmente o fluxo da água, provocando uma elevação a montante e vertendo para jusante. Esta placa possui um recorte de formato apropriado para onde a água verte. Devido ao formato do recorte tem-se os diversos tipos de vertedores (triangular, retangular, trapezoidal e outros), sendo que muitos já estão calibrados e permitem assim a transformação direta do nível da água em vazão. A Foto 4.18 mostra um vertedor triangular.



Foto 4.18 - Vertedor triangular

Um vertedor de soleira delgada é composto dos seguintes elementos e medidas: largura do canal ( $B$ ); largura da soleira ( $L$ ); altura do vertedor ( $P$ ); carga sobre o vertedor ( $H$ ); distância entre a régua e a soleira ( $D$ ); e elevação da crista em relação ao nível do rio ( $e$ ). A Figura 4.25 mostra o esquema de um vertedor de soleira delgada e alguns elementos e medidas que compõem um vertedor.

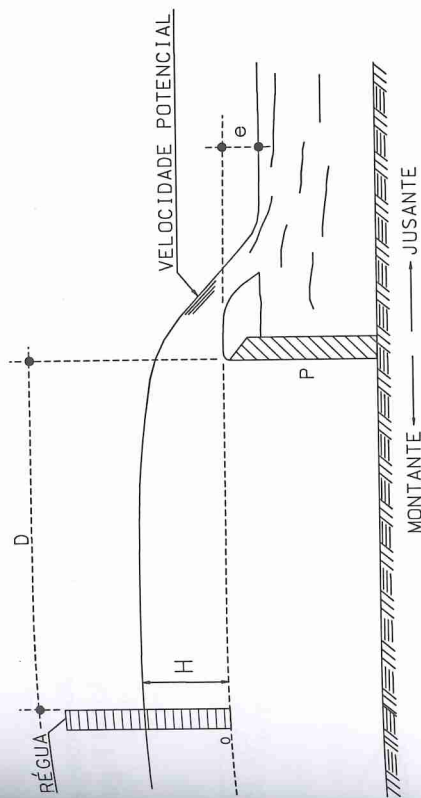


Figura 4.25 - Vertedor de soleira delgada

É importante uma escolha criteriosa do local de instalação, devendo o mesmo estar em um trecho reto do canal, possuir margens e declividade altas, evitando assim grandes represamentos e perturbações no fluxo natural. Na instalação de um vertedor deve-se considerar algumas recomendações:

- instalar a régua ou linígrafo a uma distância ( $D$ ) entre 4 a 10 vezes a carga ( $H$ ) máxima que se pretende medir;
- instalar o "zero da régua" no mesmo plano da crista do vertedor, permitindo assim a leitura direta da carga ( $H$ );
- instalar o vertedor com uma elevação da crista em relação ao nível do rio ( $e$ ) de no mínimo 7,5 cm;
- a altura do vertedor ( $P$ ) deve ser maior que a carga ( $H$ ) e não inferior a 30 cm, destacando aqui a importância da manutenção com limpeza e remoção do material assoreado a montante da soleira; e
- evitar erosão a jusante do vertedor, com a construção de uma bacia ou estrutura de dissipação.

As equações e tabelas que fornecem a relação cota-descarga para esses medidores podem ser encontradas em manuais de

hidráulica (p. ex., Lencastre, 1972).

A seguir são apresentadas equações para alguns dos tipos de vertedores de soleira delgada, conforme esquema mostrado na Figura 4.26 (PRONI e FCTH, 1990).

a) Vertedor retangular com contração:

$$Q = 1,838 \times (L - 0,2 \times H) \times H^{1,5} \quad (4.35)$$

b) Vertedor triangular de 90 graus:

$$Q = 1,420 \times H^{2,5} \quad (4.36)$$

c) Vertedor triangular de 120 graus:

$$Q = 2,302 \times H^{2,449} \quad (4.37)$$

d) Vertedor triangular de 135 graus:

$$Q = 3,187 \times H^{2,47} \quad (4.38)$$

e) Vertedor triangular de 90 graus truncado:

$$Q = 1,420 \times H^{2,5}; \text{ quando } H \leq H_b \quad (4.39)$$

$$Q = 1,32 \times [H^{2,47} - (H - H_b)^{2,47}]; \text{ quando } H > H_b \quad (4.40)$$

f) Vertedor triangular de 120 graus truncado:

$$Q = 2,302 \times H^{2,449}; \text{ quando } H \leq H_b \quad (4.41)$$

$$Q = 2,302 \times [H^{2,449} - (H - H_b)^{2,449}]; \text{ quando } H > H_b \quad (4.42)$$

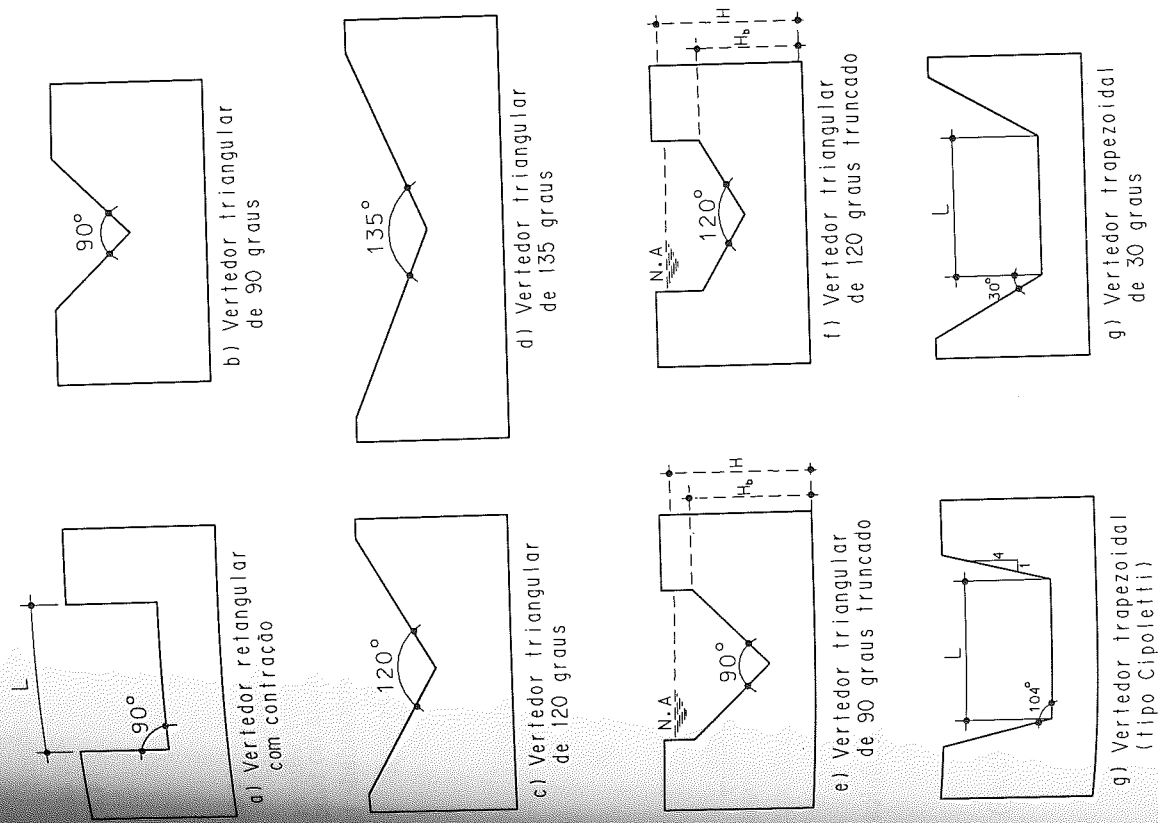


Figura 4.26 - Alguns tipos de vertedores padronizados



g) Vertedor trapezoidal (tipo Cipoletti):

$$Q = 1,86 \times L \times H^{1.5} \quad (4.43)$$

h) Vertedor trapezoidal de 30 graus:

$$Q = 1,86 \times L \times H^{1.5} + 0,56 \times H^{2.47} \quad (4.44)$$

Um vertedor de soleira espessa é uma elevação plana no fundo do canal ou leito do rio, provocando um aumento de velocidade tal que sobre a soleira ocorra escoamento crítico (Figura 4.27).

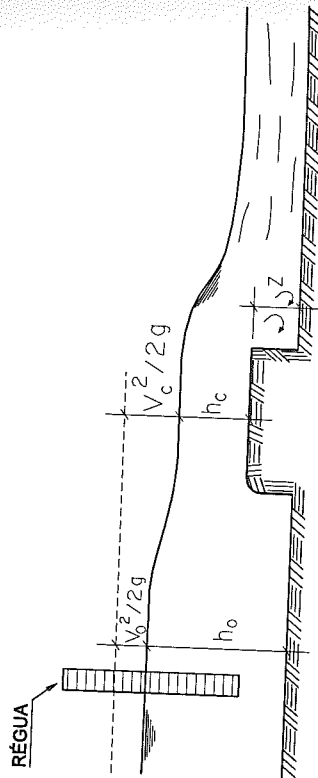


Figura 4.27 - Vertedor de soleira espessa

Neste caso a aplicação do teorema de Bernoulli, da mecânica dos fluidos, conduz a igualdade:

$$h_0 + \frac{V_0^2}{2 \cdot g} = z + h_c + \frac{V_c^2}{2 \cdot g} \quad (4.45)$$

Onde:  $V_0$  - velocidade a montante da soleira;  
 $h_0$  - profundidade a montante da soleira;  
 $z$  - altura da soleira;  
 $h_c$  - profundidade crítica;  
 $V_c$  - velocidade crítica; e  
 $g$  - aceleração da gravidade.

Sendo  $q$  a vazão por unidade de largura (vazão unitária),  $V=q/h$  resulta em:

$$h_0 + \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot h_0^2} = z + h_c + \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot h_c^2} \quad (4.46)$$

Considerando que a profundidade crítica em um canal retangular vale:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (4.47)$$

Resultando:

$$h_0 + \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot h_0^2} = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (4.48)$$

Nesta equação dado  $h_0$  pode-se calcular  $q$  obtendo-se pares de valores ( $h_0, g$ ) que resultam na curva de descarga. No caso da velocidade de aproximação  $V_0$ , muito pequena, tem-se:

$$\frac{V_0^2}{2 \cdot g} \approx 0 \quad (4.49)$$

Resultando:

$$h_0 = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (4.50)$$

Substituindo  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  resulta na equação apresentada em muitos manuais de hidráulica (p. ex., Lencastre, 1972):

$$q = 1,705 \cdot h_0^{\frac{3}{2}}$$

(4.51)

#### 4.5.4 Medição com flutuadores

O método dos flutuadores consiste em determinar a velocidade de deslocamento de um objeto flutuante, medindo o tempo necessário para que o mesmo se desloque num trecho de rio de comprimento conhecido.

Este método remonta a Leonardo da Vinci (1452-1519) que o usou pela primeira vez para medir a velocidade de rios e canais.

Utiliza-se este método geralmente quando a vazão do rio é muito alta e coloca em risco a vida dos hidrometristas, ou quando não se tem disponível no momento molinete e/ou outros equipamentos necessários à realização da medição de vazão líquida por processos mais exatos.

Quando as velocidades da corrente atingem valores iguais ou superiores a 5 m/s, o arraste do equipamento é muito grande, mesmo usando lastro de 100 kg. A violência da corrente e a grande quantidade de material transportado pode danificar os molinetes ou inclusive implicar na perda deles, sem contar o risco a que é exposto o operador no caso destas medições.

Os objetos flutuantes podem ser de superfície, sub-superfície, com haste ou com tubos especialmente projetados ou ainda com garrafas ou outros objetos flutuantes.

Um flutuador de superfície é projetado para mover-se com a mesma velocidade da superfície da água e por ser muito leve, é muito suscetível ao arraste pelo vento. Este flutuador indica (na ausência de ventos fortes) apenas a velocidade da superfície da água, por isso deve-se aplicar um coeficiente redutor para que se obtenha a velocidade média na seção. Contudo, é muito incerta a determinação de um coeficiente adequado.

Um flutuador sub-superficial consiste num conjunto de um

objeto submerso, arrastado pela corrente, conectado a um flutuador de superfície por meio de uma haste ajustável. Em rios que tenham uma superfície por meio de uma haste ajustável. Em rios que tenham uma seção longitudinal uniforme; para qual a posição da velocidade média na vertical é conhecida, este tipo de flutuador medirá diretamente a velocidade média, se a parte submersa for colocada na posição correta. Entretanto, não se deve esquecer os efeitos provocados pelo flutuador de superfície que pode acelerar o movimento do conjunto.

Na ausência de melhores informações sobre a distribuição da velocidade na vertical deve-se posicionar a peça de arraste a cerca de 60% da profundidade.

Os flutuadores com haste ou tubo são projetados para medir diretamente a velocidade nas trajetórias percorridas por eles, porém não se deve permitir que os mesmos toquem no leito do rio. Nenhum destes tipos registra o efeito do movimento mais lento da água próximo ao fundo do rio, e por esta razão pode ser necessário utilizar um coeficiente de ajuste para calcular a velocidade média na seção.

Objetos selecionados de material a deriva, quando de dimensões razoáveis, indicam uma velocidade mais confiável do que flutuadores comuns de superfície. Troncos de árvores, por exemplo, que ficam bastante submersos, mantêm bem os seus cursos contra distúrbios de superfície e se forem observados num número suficiente de pontos ao longo da largura do rio, darão um valor bastante razoável da velocidade superficial, a qual, assim medida, requer também o uso de um coeficiente redutor para obter a velocidade média. O coeficiente redutor, se não existirem medições detalhadas com molinete no local (que permite calcular a relação velocidade média/velocidade superficial) pode ser estimado a partir de perfis teóricos de velocidade em canais, disponíveis na literatura da hidráulica de canais.

Se as condições hidráulicas forem tais que assegurem boas medições pelo método do flutuador, igualmente bons ou melhores resultados serão obtidos com o molinete se o seu uso for praticável.

O uso de flutuadores só deve ser aceitável por ocasião de enchentes em que velocidades e profundidades excessivas ou ainda a deriva de material sólido tornem inviável a utilização do molinete ou outro método tradicional de medida de velocidade, quer seja pelas

condições do escoamento, quer pela disponibilidade de equipamento apropriado. Entretanto, como processo expedito no caso de avaliações preliminares da vazão pode ser bastante útil.

O flutuador pode ainda ser utilizado em medições com valores de velocidade extremamente baixos, em que o uso de um molinete convencional é desaconselhável. Neste último caso, todavia, deve-se levar em conta o efeito do vento que pode ser considerável.

Para utilizar a medição com flutuadores deve-se escolher um trecho retilíneo com margens paralelas, com comprimento mínimo de duas vezes a sua largura, com boa visibilidade em todos os sentidos, com declividade do leito constante e profundidade uniforme no sentido longitudinal.

## CURVA DE DESCARGA

5

### 5.1 CARACTERÍSTICAS DO ESCOAMENTO E MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DE CURVAS DE DESCARGA

Um curso de água natural constitui-se, do ponto de vista hidráulico, num canal de seção transversal variável. Aplicam-se aos rios, portanto, as leis da hidráulica em canais, considerando o escoamento não uniforme e não permanente. Para o escoamento não permanente em canais, a relação entre o nível de água e a vazão nunca é rigorosamente unívoca e, segundo Henderson (1966), pode ser expressa, no caso de canais prismáticos, pela fórmula de Jones:

$$Q = Q_0 \sqrt{1 + \frac{1}{S_0 \cdot c} \frac{\partial y}{\partial t}} \quad (5.1)$$

Onde:  $Q_0$  - vazão em regime uniforme;

$y$  - profundidade;

$S_0$  - declividade do fundo do canal; e

$c = \frac{dQ}{dA}$  - celeridade da onda cinemática.

Nessa fórmula fica óbvio que, para o mesmo nível de água, a vazão, na ascensão da cheia ( $\partial y / \partial t > 0$ ), é superior que a vazão na recessão ( $\partial y / \partial t < 0$ ).

O valor de  $Q_0$  corresponde ao escoamento uniforme ( $y = \text{constante}$ ) e pode ser calculado pela fórmula de Manning:

$$Q_0 = A \cdot R^{2/3} S_0^{1/2} / n \quad (5.2)$$



Onde: A - área da seção transversal;

R - raio hidráulico;

$S_0$  - declividade do fundo do canal; e

$n$  - coeficiente de rugosidade de Manning.

A Figura 5.1 mostra a variação do nível de água e da vazão ao longo de uma enchente típica.

Entretanto, no caso de rios de leito bem definido, com seções transversais constantes e declividade forte ( $S_0 \geq 1 \text{ ‰}$ ), o afastamento dos pontos observados em relação à curva de descarga em regime permanente é muito pequena, inferior mesmo à precisão das medidas, o que permite considerar, para efeitos práticos, como biunívoca a relação entre o nível de água e a vazão. O mesmo acontece no caso de controles do tipo de soleiras, estreitamentos, saltos ou corredeiras próximos, pois nesse caso a relação cota - descarga é definida pela profundidade crítica:

$$Q = \sqrt{\frac{gA^3}{b}} \quad (5.3)$$

Onde:  $g$  = aceleração da gravidade;

$A$  = área da seção transversal; e

$b$  = largura da superfície livre da seção.

Denomina-se "controle" a seção do rio que determina o nível de água no local para cada vazão. No caso de rios naturais é constituída em geral por um salto, corredeira ou estrangulamento do rio, de modo que ocorra o escoamento em profundidade crítica. Entretanto, o controle pode também ser o nível de água de um lago ou reservatório no qual o rio deságua ou ainda o próprio nível do mar. Os níveis de água a montante são determinados por conhecidas leis da hidráulica (curvas de remanso), desde que o escoamento seja em regime permanente.

O controle é denominado "de canal" quando a distância ao controle é tão grande que, na seção considerada, a curva de remanso já esteja na sua parte assintótica e, por conseguinte, o comportamento hidráulico do rio obedeça, na prática, às regras do escoamento

uniforme em canais (p. ex., fórmula de Manning).

O controle ainda é único quando, para qualquer situação de vazão, a seção com escoamento crítico for sempre a mesma, isto ocorre em geral quando o controle é um salto ou uma corredeira de desnível grande.

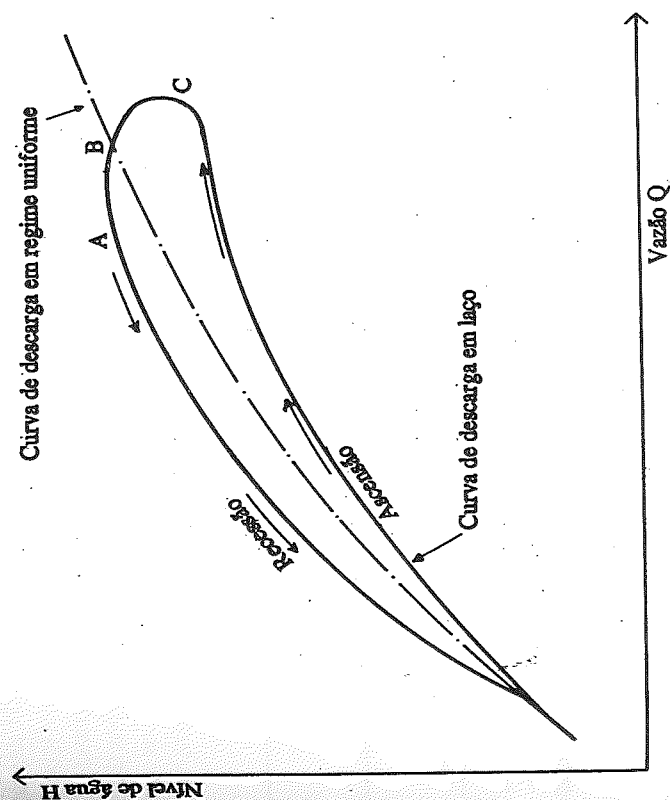


Figura 5.1 - Variação do nível de água com a vazão durante uma cheia

No caso de o controle ser uma corredeira menor, ocorre frequentemente que, para vazões elevadas, esta resulta afogada por outro controle mais a jusante e, nesse caso, diz-se que o controle não é único (Figura 5.2). As Figuras 5.3 e 5.4 mostram curvas de descarga para estações fluviométricas de controle único e variável, respectivamente, correspondendo os pontos às medições de vazão realizadas.

No caso de estações de controle variável, a região de transição

entre os dois controles pode apresentar instabilidades, além de propiciar grandes erros na extrapolação quando o trecho da curva definido por medições diretas se situar totalmente sob a influência do primeiro controle. Por essa razão, sempre é vantajoso, quando possível, instalar as estações fluviométricas a montante de grandes saltos, garantindo a unicidade de controle.

As diferentes técnicas para extrapolação das curvas de descarga serão descritas no item 5.2, mas o conhecimento das condições de controle é muito importante para se evitar erros muito grandes. O traçado das curvas de descarga é realizado a partir de medições diretas de vazão, cujos métodos são detalhados no capítulo 4, os quais determinam a correspondência entre nível de água e vazão para várias situações.

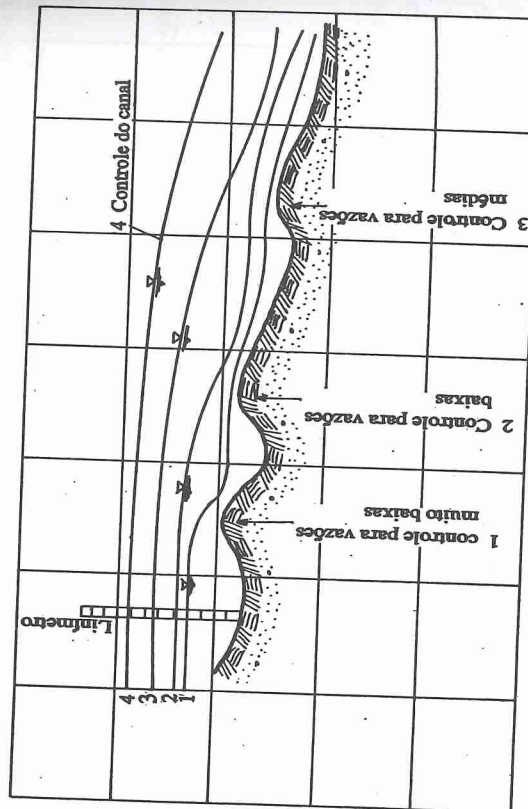


Figura 5.2 - Perfil de rio com controle variável

Nas Figuras 5.3 e 5.4, cada ponto assinalado corresponde a uma medição direta de vazão.

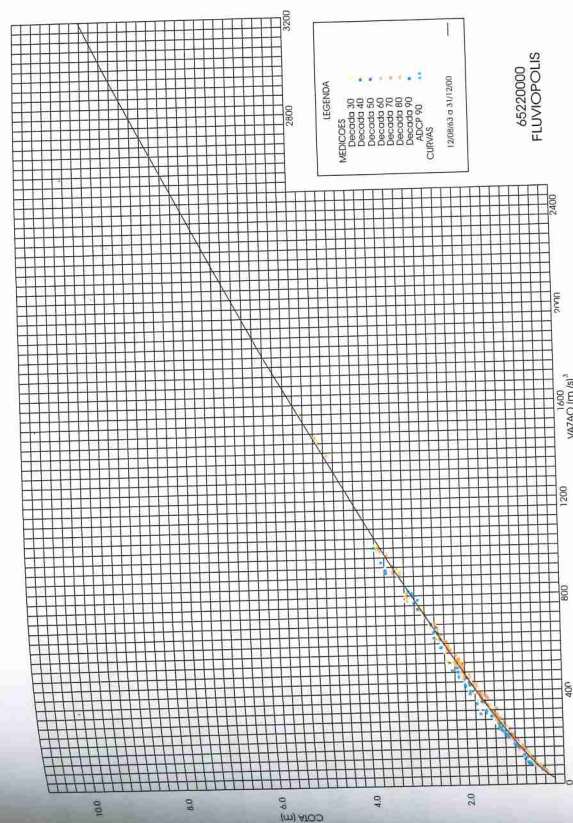


Figura 5.3 - Curva de descarga de controle único (Fluviópolis/PR)

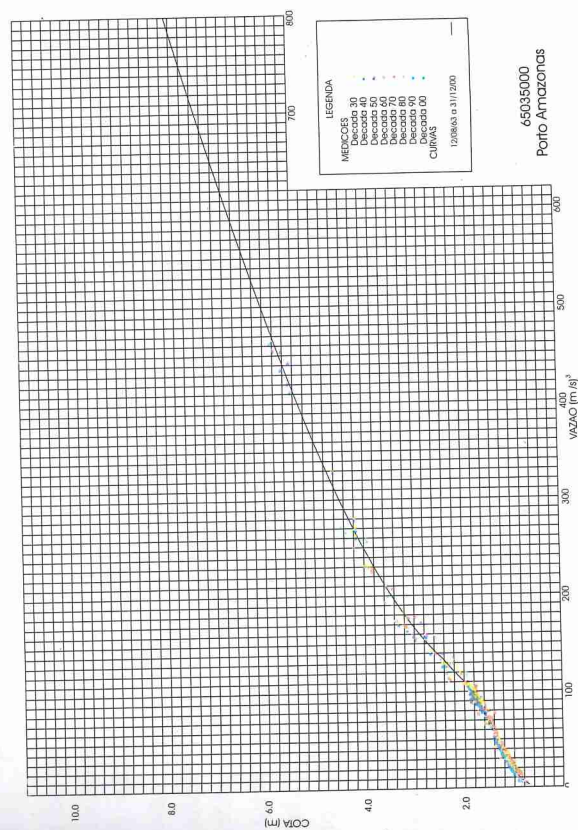


Figura 5.4 - Curva de descarga com mudança de controle (Porto Amazonas/PR)

Deve-se frisar que nenhum processo de extrapolação pode substituir a realização de medições diretas para vazões altas, pois esse é o único meio capaz de eliminar, de maneira definitiva, as dúvidas sobre o traçado da curva de descarga.

Quando deixam de existir as condições para que uma relação cota - descarga possa ser considerada unívoca, isto é, a declividade da superfície da água pode variar para um mesmo nível de água, os laços já comentados no plano  $H \times Q$  se tornam bem nítidos e o erro resultante da consideração da curva em regime permanente não mais pode ser aceito.

A variabilidade da declividade decorre de várias causas, tais como:

- efeito da passagem de uma onda de cheia (regime não permanente) em rios de pequena declividade e controle de canal;
- efeito de lagos ou reservatórios a jusante com níveis variáveis; e
- remanso de afluentes a jusante ou da maré no local da régua.

Quando o interesse estiver centrado na análise de uma série longa de vazões, uma curva única que interpole os ramos ascendentes e descendentes e que corresponda aproximadamente à situação de regime permanente pode levar a resultados aceitáveis. Nesse caso, quando se analisam, por exemplo, séries longas de vazões médias mensais, as diferenças (algumas vezes consideráveis) nas vazões instantâneas tendem a se compensar. Essa curva média é obtida procurando-se interpolar todas as medições de descarga realizadas, independentemente de estarem sobre o ramo ascendente ou descendente.

Entretanto, quando existir a necessidade do conhecimento da vazão realmente ocorrida a cada observação, o que ocorre por exemplo no caso da previsão de vazões, análise estatística de vazões extremas ou modelagem de hidrogramas (transformação chuva-vazão), devem-se usar técnicas especiais para a determinação da vazão.

Em geral, nesse caso, instalam-se duas réguas a uma certa distância, ambas referidas a uma mesma cota, cuja leitura simultânea

permite obter a declividade da superfície da água.

Existem vários métodos para se obter a vazão a partir dos níveis observados em duas réguas, tendo sido empregado em União da Vitória, no rio Iguaçu, um método que poder-se-ia denominar "método do remanso". Esse método, que conduziu à curva de descarga mostrada na Figura 5.5, determina as curvas paramétricas, cada uma delas correspondente a uma dada leitura na régua de jusante (em Porto Vitória) por um cálculo convencional de remanso em canais (p. ex., Standard Step) até o local da régua de montante. Os coeficientes de rugosidade de Manning para o canal e para a planície de inundação são obtidos fazendo-se coincidir, para situações com níveis e vazões conhecidas (em geral medidas diretamente), os níveis observados com os calculados.

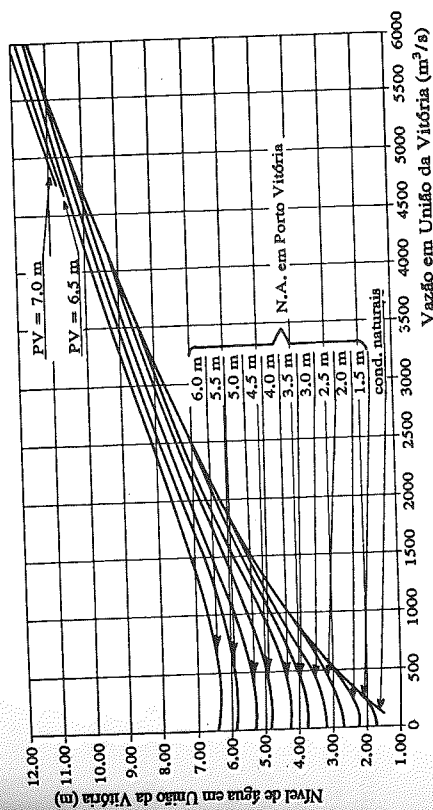


Figura 5.5 - Curva de descarga paramétrica (rio Iguaçu, União da Vitória/PR)

O método descrito, perfeitamente aplicável também nas outras situações mencionadas de variação de declividade, exige um número de medições diretas suficiente para definir o coeficiente de Manning em função da vazão e, aparentemente, conduz a resultados satisfatórios.

A avaliação de vazão em estações com duas réguas pode ser feita pelo "método da raiz quadrada do desnível", descrito por Pinto et



al. (1976). Esse método baseia-se na hipótese de que a velocidade do escoamento é aproximadamente proporcional à raiz quadrada da diferença de nível. Sua aplicação pode ser descrita pelos seguintes passos:

- 1) marca-se em um gráfico valores de  $Q/\sqrt{d}$  ( $Q$  - vazão;  $d$  - desnível) contra as leituras da régua de montante,  $H$ , e traça-se uma curva única que se ajuste a esses pontos;
- 2) dos registros simultâneos das leituras da régua de montante,  $H$ , e da de jusante,  $H'$ , obtêm-se valores diários de  $H$  e  $\sqrt{d}$ ; e
- 3) da curva definida no primeiro destes itens obtêm-se  $Q/\sqrt{d}$  em função de  $H$  que multiplicado por  $\sqrt{d}$ , conduz à vazão.

Esse método supõe implicitamente que:

- o canal seja prismático; e
- o coeficiente de Manning seja constante, ambas hipóteses dificilmente satisfeitas em um rio natural.

Uma variante deste método é o chamado método do desnível normal também conhecido como método de Boyer (Jacon e Cudo, 1989). Este método, que também usa duas régua, uma principal e outra de jusante, assume que as vazões para uma mesma leitura da régua principal são proporcionais a uma potência fixa do desnível entre as duas régua:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = a \left( \frac{d_1}{d_2} \right)^m \quad (5.4)$$

O expoente  $m$  pode ser diferente de  $1/2$  e  $a$  pode ser diferente da unidade, o que torna o método mais geral e flexível. O método considera um desnível de referência, denominado desnível normal, sendo a vazão correspondente a vazão normal estabelecendo-se uma curva de descarga normal (para a vazão normal) em função apenas da leitura da régua principal e uma curva (ou equação) de correção para

desníveis distintos do normal. Resulta portanto:

$$Q_1 = Q_n a \left( \frac{d}{d_n} \right)^m \quad (5.5)$$

Onde:  $d_n$  - desnível normal;  
 $Q_n$  - descarga normal; e  
 $d$  - desnível observado.

Para a aplicação do método seguem-se os seguintes passos:

- 1) Escolhe-se o valor de  $d_n$  tal que o desnível observado em um grande número de predições seja próximo de  $d_n$  ( $\pm 10\%$ ).
- 2) Traça-se em primeira aproximação uma curva de descarga para  $Q_n = f(H)$  ( $H$ =leitura na régua principal) usando essencialmente os pontos com  $d \approx d_n$  e considerando que para  $d < d_n$  a curva fica a direita e abaixo do ponto e para  $d > d_n$  ocorre o contrário.
- 3) Lê-se os valores de  $Q_n$  na curva traçada e calculam-se as razões  $Q/Q_n$  para cada medição.
- 4) Marca-se em um gráfico  $Q/Q_n$  como função de  $d/d_n$  ajustando-se uma reta no papel bi-log, ou seja, supõe-se que:

$$\frac{Q}{Q_n} = a \left( \frac{d}{d_n} \right)^m \quad (5.6)$$

Obtendo-se valores para  $a$  e  $m$  (em geral esses valores são próximos a 1 e 0,5, respectivamente). Este ajuste também pode ser feito por uma regressão log-linear e o método dos mínimos quadrados.

- 5) Com auxílio do gráfico determinado em (4) recalcula-se a vazão  $Q_n$  pela equação (5.6) e ajusta-se uma nova curva  $Q_n = f(H)$  aos valores recalculados.
- 6) Repetem-se os passos (3) a (5) até que a precisão desejada seja alcançada.

Acredita-se que o método do remanso conduza a resultados melhores pela sua coerência hidráulica, mas os outros métodos oferecem a vantagem da sua simplicidade e facilidade de aplicação, além de dispensar o levantamento batimétrico do trecho, indispensável ao cálculo do remanso.

O método do desnível normal foi aplicado com sucesso pela COPEL (1997) no rio Timbó/SC em um trecho com remanso do rio Iguazu/PR (Figura 5.6).

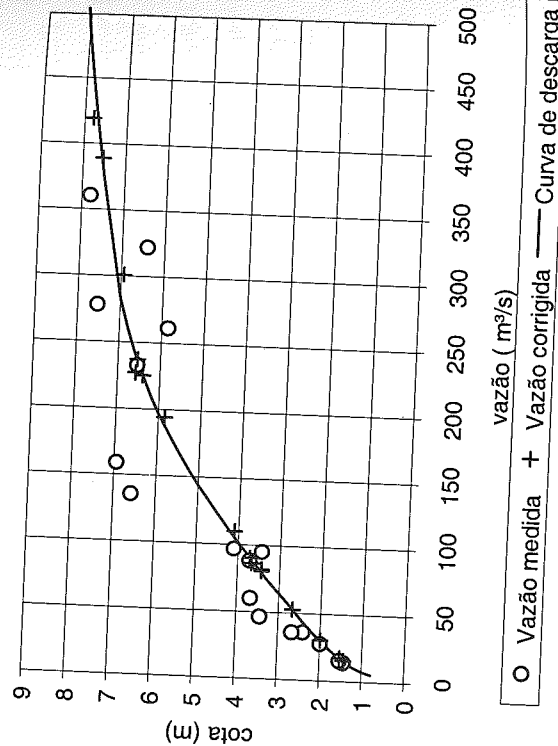


Figura 5.6 – Curva de descarga pelo método do desnível normal (rio Timbó, Santa Cruz do Timbó/SC)

Existe ainda a possibilidade de, no caso de estações com relação cota-descarga não unívoca, obter-se estimativas razoáveis de vazão a partir da leitura de uma única régua por um método proposto por Lamagat (1986) apud Jacon e Cudo (1989), e denominado método do gradiente linimétrico, definido como a variação da cota linimétrica na unidade de tempo expresso geralmente na unidade de cm/dia.

$$G = \frac{\Delta H}{\Delta t} \quad (5.7)$$

Onde:  $\Delta H = H(t_2) - H(t_1)$ ; e  
 $\Delta t = t_2 - t_1$ .

O método baseia-se na conhecida fórmula de Chezy para canais:

$$Q = C \sqrt{R} \cdot S \quad (5.8)$$

Onde:  $Q$  – vazão;  
 $R$  – raio hidráulico definido como a razão entre a área e o perímetro molhado da seção;  
 $S$  – declividade da superfície líquida; e  
 $C$  – coeficiente que depende da geometria e da rugosidade do canal.

Pode-se englobar  $C \sqrt{R}$  em um único coeficiente  $K$ , que para um dado local é função da leitura linimétrica, e definindo-se  $Q_0$  como a vazão em regime uniforme (onde a declividade do fundo e da superfície são iguais), tem-se:

$$Q_0 = K \sqrt{S_0} \quad (5.9)$$

$$Q = K \sqrt{S} = K \sqrt{S_0 + \Delta S} \quad (5.10)$$

Onde:  $S_0$  – declividade do fundo do canal (= constante); e

$\Delta S$  – diferença entre as declividades do fundo e da superfície.

No regime gradualmente variado a uma variação da cota linimétrica (expressa pelo gradiente linimétrico) corresponde uma variação na declividade superficial:

$$\Delta S = \frac{\Delta H}{C \cdot \Delta t} \quad (5.11)$$

Onde:  $C$  - celeridade da onda; e

$C \cdot \Delta t$  - distância percorrida pela onda no intervalo  $\Delta t$ .

Conhecendo-se as equações 5.9, 5.10 e 5.11 obtém-se:

$$Q = Q_0 \sqrt{1 + kG} \quad (5.12)$$

Onde:  $k = 1/(8,64 \times 10^6 \times S_0 \times C)$ ; e

$Q_0$  - vazão em regime uniforme.

A constante  $8,64 \times 10^6$  decorre do ajuste das unidades de  $G$  (cm/dia) e de  $C$  (m/s). Na aplicação prática do método, o valor de  $k$  é obtido a partir das medições diretas de vazão invertendo a equação anterior:

$$k = \left[ \frac{Q^2}{Q_0^2} - 1 \right] / G \quad (5.13)$$

Estimando  $Q_0$  inicialmente por uma curva média entre pontos em ascensão e recessão, obtém-se por meio de aproximações sucessivas uma curva de descarga em regime uniforme  $Q_0 = f(H)$  e o valor de  $k$  para correção das vazões em regime não uniforme.

Os principais passos para a aplicação do método são:

- 1) estimativa inicial da curva  $Q_0 = f(H)$  procurando passar entre os pontos com  $G > 0$  e os de  $G < 0$ ;
- 2) cálculo de  $Q^2/Q_0^2 = \gamma$ , plotagem destes valores em função de  $G$  e traçado da reta de correção que deve passar pela origem. A estimativa de  $k$  será a declividade desta reta;
- 3) com esta estimativa de  $k$  recalculam-se as vazões em regime uniforme e redefine-se a curva  $Q_0 = f(H)$ ; e
- 4) repete-se os passos (2) e (3) até que a precisão desejada seja alcançada.

O método assume implicitamente que o canal seja essencialmente prismático e que a celeridade da onda seja crescente.

Além disso, só pode ser aplicado no caso da não unicidade da relação cota descarga resultar exclusivamente do regime não permanente durante as cheias. Não se aplica no caso de alterações produzidas por remanso de reservatórios ou afluentes. O método do gradiente limimétrico foi aplicado com sucesso pela ORSTHOM, em vários rios da África (p. ex., Senegal e Níger).

Em ambas as situações descritas, com curva de descarga unívoca ou não, supõe-se que a mesma não se altere com o tempo. Quando, em função de eventuais alterações produzidas no leito do rio, seja por fenômenos naturais, seja pela ação do homem, a relação cota-descarga se modifica continuamente no tempo, a curva de descarga é dita instável.

As alterações produzidas naturalmente são, em geral, consequência de enchentes, como, por exemplo, o caso da Foto 5.1, que mostra a obstrução do controle hidráulico - no caso uma ponte - por detritos trazidos pela cheia. O caso documentado pela foto constitui-se numa situação excepcional, que não ocorre a cada cheia. Entretanto, durante o tempo em que a obstrução não foi removida houve necessidade de se determinar outra curva de descarga por uma campanha de medições diretas. O exemplo mostra mais uma vez a necessidade de uma constante avaliação crítica da situação e um esquema regular de visitas aos locais das estações. No exemplo, a seção da estação apresenta-se com leito rochoso e controle bem definido, o que, entretanto, não impediu a alteração da relação cota-descarga por uma enchente.

Outro caso freqüente de curvas de descarga instáveis resulta da retirada de areia do rio. É o caso da estação de Araucária, no rio Iguaçu, Paraná, onde foi impossível estabelecer uma curva de descarga aceitável. Também quando a jusante da estação são realizadas retificações e dragagens, em geral para canalizar rios urbanos ou para atenuar problemas de enchentes, resultam variações na curva de descarga que, no entanto, quando as mudanças forem de caráter permanente, apenas alteram uma única vez a curva de descarga, não se podendo falar, nesse caso, de estações instáveis. Entretanto, se as mudanças forem ao longo do tempo tornadas sem efeito pela ação de sedimentação do próprio rio e, em consequência, a



dragagem for uma operação semi permanente, as características do escoamento variam e a curva de descarga será instável.

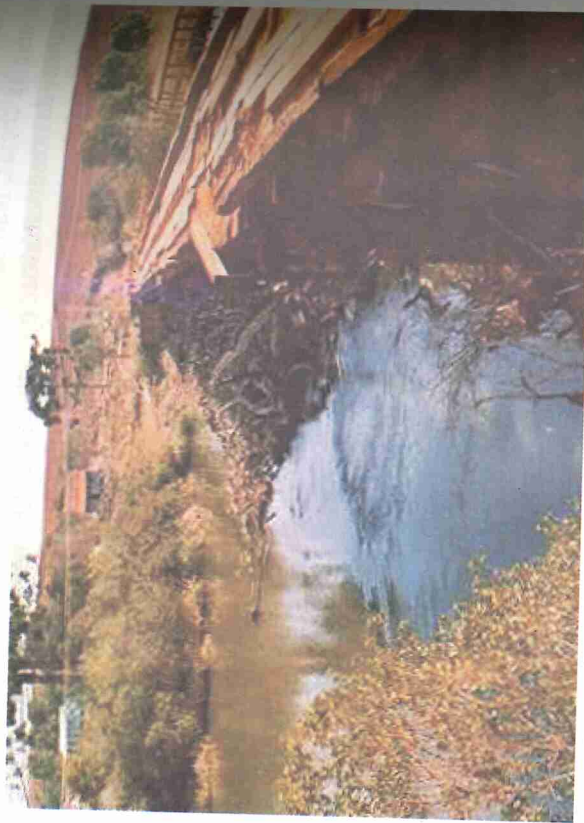


Foto 5.1 - Obstrução do controle de uma estação fluviométrica (rio Jordão, Ponte Pinhão/PR)

A determinação contínua da vazão em um rio de relação cota-vazão instável, em geral, constitui-se num empreendimento dispendioso, pois, ao invés de observar a cota do nível de água e transformar esta em vazão, deve-se medir diariamente a vazão por meio de medições diretas. Isso exige equipamento caro e pessoal especializado, lotado permanentemente na estação. Instala-se, nesse caso, um cabo aéreo permanente - ou, para rios menores, uma passarela acima do máximo nível de enchente - para facilitar as medições mesmo em condições adversas. Contudo, sempre que for possível, uma vez detectada a instabilidade, deve-se tentar deslocar a estação para outro local com curva de descarga estável. Outra possibilidade é construir um controle artificial.

Evidentemente, se ficar comprovado que a instabilidade é eventual (p. ex., obstrução do controle durante uma cheia), deve-se

apenas documentar da forma mais completa o evento, destacando-se o período afetado, e continuar operando normalmente a estação. O mesmo se aplica no caso de alterações realizadas uma única vez (p. ex., construção de uma ponte a jusante), quando se têm duas ou mais curvas de descarga, porém com data de validade perfeitamente definida. O ideal seria evitar a instalação de estações nesses locais problemáticos, mas uma estação opera em geral por períodos muito longos e não é possível prever todas as alterações no futuro. Noutras vezes, há fatores que impõem a localização da estação em determinado local, mesmo que este seja hidraulicamente desfavorável.

## 5.2 TRAÇADO E EXTRAPOLAÇÃO DAS CURVAS DE DESCARGA UNÍVOCAS

Dispondo-se de um conjunto de medições de descarga, coloca-se, em geral, o problema de se definir uma relação cota-descarga que abranja o intervalo entre a menor e a maior cota de nível de água observadas durante a existência da estação.

No caso de estações com relação cota-descarga unívoca esse problema apresenta dois aspectos:

- definir uma curva contínua e monotonicamente crescente que se ajuste melhor ao conjunto dos pontos medidos; e
- extrapolar essa curva, tanto no extremo inferior como no superior.

Esse trabalho se inicia com uma análise detalhada, embora qualitativa, das condições hidráulicas do local, incluindo a avaliação do controle e das condições gerais do canal, existência de afluentes nas proximidades, posição da seção de medição, influência de alterações artificiais produzidas por reservatórios a montante, eventuais mudanças do local da régua, modificação no leito do rio (dragagem, retificações), e, à época de sua realização, existência de pontes e/ou bueiros. Essa análise, obviamente, exige uma visita ao local e preferencialmente o acompanhamento de uma ou mais medições diretas, para se obter uma certa sensibilidade em relação à estação.

Ao mesmo tempo, procura-se coletar todas as informações escritas sobre o posto (fichas descritivas, histórico, caderneta de nivelamento, etc.), cujo estudo minucioso deixará o hidrólogo familiarizado com o posto e a par de modificações na instalação.

A seguir, locam-se num gráfico de grandes dimensões (~0,5x1,0 m) todos os pontos medidos, usando-se uma convenção de cores e sinais para caracterizar os vários anos do período coberto pelas medições. Quando existem informações seguras e quantitativas sobre o deslocamento do "zero" da régua, as medições do respectivo período serão corrigidas e referidas todas ao mesmo zero.

Freqüentemente, o deslocamento do zero, embora tenha existido, não está documentado nos registros ou as informações sobre o fato são incompletas. Nesse caso, a convenção para os diferentes anos pode ser útil, pois permite notar uma variação no comportamento hidráulico da estação ao longo do tempo.

Nesse gráfico é possível observar se a curva de descarga é estável e unívoca ou não. Pelo conjunto dos pontos mostrados na Figura 5.7, correspondente às medições de descarga no rio Iguaçu, em Araucária/PR, no período 1977-1983, nota-se uma variação no comportamento hidráulico ao longo do tempo, indicando uma instabilidade da relação cota-descarga. Descobriu-se que essa instabilidade está relacionada à extração de areia no rio a jusante da estação e que altera as condições de controle.

Para evidenciar a existência ou não de laços (declividade variável da superfície da água), é usual assinalar ao lado dos pontos, mediante uma pequena flecha, se a medição foi feita com o nível em ascensão, em recessão ou em condições estáveis, principalmente quando há suspeita de que esses laços existem, pelas características da estação (controle de canal e pequena declividade do talvegue).

Uma vez que se chegou à conclusão de que a relação cota-descarga é aproximadamente unívoca e estável, procura-se traçar, em geral intuitivamente, uma curva entre os pontos localizados no gráfico. Essa curva deve ser monotonamente crescente, sem singularidades e, em geral, com a concavidade voltada para cima. Apresentará pontos de inflexão apenas no caso de mudanças de controle (p. ex., Figura

5.4) e, nesse caso, convém fazer visitas ao local quando o nível da água estiver acima ou abaixo do ponto de inflexão, para conferir a mudança de controle.

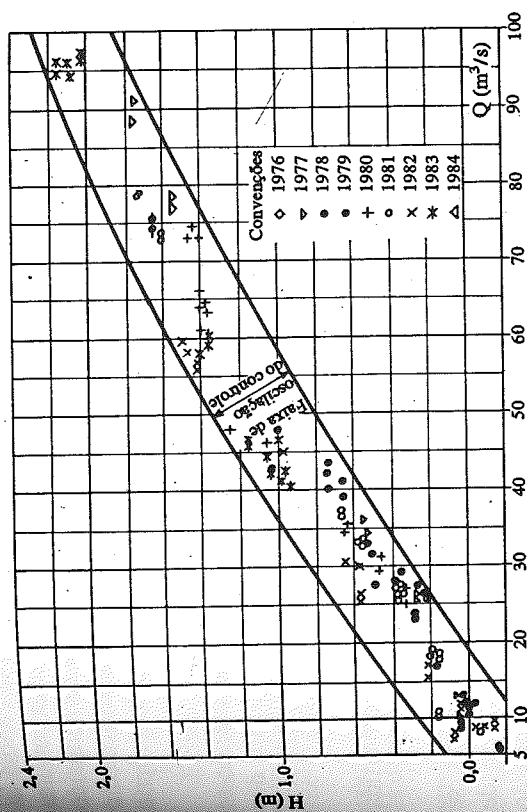


Figura 5.7 - Relação cota-descarga instável devido à extração de areia (rio Iguaçu, Araucária - PR)

Há hidrólogos que tentam ajustar aos pontos medidos, usando para isso o método dos mínimos quadrados, uma equação matemática do tipo:

$$Q = K (H - H_0)^n \quad (5.14)$$

ou

$$Q = aH^2 + bH - c \quad (5.15)$$

Onde:  $Q$  - vazão;

$H$  - cota do nível de água; e

Demais símbolos - parâmetros constantes.

A equação 5.14 é baseada na idéia do expoente hidráulico de



Bakmeteff e possui um certo embasamento em hidráulica de canais. Porém, devido ao fato do expoente hidráulico  $n$  não ser constante, esse procedimento nem sempre conduz a bons resultados.

No caso da equação 5.15, não existe razão física para adotá-la, pois, muitas vezes, apenas a aparência gráfica sugere o ajuste por uma parábola. O uso de equações para a relação cota-descarga foi induzido pelo uso do computador para manipulação de dados hidrométricos e o maior perigo reside no fato de se extrapolar a curva pela própria equação.

O traçado a sentimento da curva entre os pontos, usando-se apenas uma espécie de régua curva, conhecida no jargão dos hidrólogos como "bengala", conduz a resultados melhores, principalmente quando embasado pela experiência pessoal.

Para o processamento eletrônico esta curva é então convertida em uma tabela numérica relacionando cota e vazão.

Alguns pontos mais afastados da tendência geral poderão, se necessário, sofrer uma revisão para detectar um eventual erro de transcrição ou de procedimento na medição (verificação da equação do molinete, presença de valores absurdos ou inverossímeis de rotação, descontinuidades acentuadas na distribuição de velocidades, etc.).

Quando o posto ou o rio sofrem, na sua instalação, modificações que afetam a relação cota-descarga (mudança de local, dragagem ou retificação do leito, construção de pontes, aterros ou bueiros, etc.), existirão várias curvas de descarga com períodos de validade distintos. No caso de deslocamento do zero, que é a modificação mais comum no posto, todas as medições poderão ser aproveitadas no traçado de uma única curva, constituindo-se as outras curvas por simples adição ou subtração de constantes. Nas outras alterações, que implicam em mudanças não constantes na curva, os vários períodos devem ser tratados separadamente, o que evidentemente prejudica a densidade dos pontos para o traçado.

Entretanto, as medições diretas de vazão costumam definir apenas um trecho central da curva, existindo, em geral, níveis de água observados menores que o mínimo medido e maiores que o máximo

medido diretamente.

Para poder estimar as vazões também nessas situações e assim estabelecer uma série contínua de vazões (hidrograma) no local, a curva de descarga deve ser extrapolada tanto na sua parte inferior como na superior. Essas extrapolações, embora muitas vezes calçadas, em maior ou menor grau nas leis de hidráulica, são sempre de caráter duvidoso, devendo-se realizar medições de vazão fora do intervalo já medido a fim de confirmar ou retificar as extrapolações.

Existe um grande número de métodos para extrapolar as curvas de descarga, sendo as mais comuns:

- extrapolação gráfica a sentimento, seguindo-se a tendência do trecho definido pelas medições;
- leitura de cotas simultâneas em outra estação próxima, com curva de descarga melhor definida;
- extrapolação logarítmica;
- extrapolação da velocidade média e determinação da área por levantamento topobatimétrico da seção de medição;
- extrapolação com base em fórmulas do regime uniforme em canais (Chezy, Manning, etc.);
- extrapolação por meio de cálculo de remanso; e
- ajuste de equações nos pontos medidos.

De todos esses métodos, evidentemente, o primeiro e o último são os mais sujeitos a grandes erros, caso o trecho a ser extrapolado seja extenso. Essas técnicas são usadas para pequenas extrapolações, superando apenas ligeiramente os pontos medidos.

O segundo método é muito usado para a obtenção de curvas de descarga em locais próximos a uma régua de curva de descarga bem definida. Essencialmente o método consiste em plotar num gráfico as leituras de régua simultâneas das duas estações e estabelecer uma relação empírica:

$$H_1 = g(H_2) \quad (5.16)$$



A partir daí a curva de descarga da estação 2 fica sendo:

$$Q_2 = \alpha \cdot f_1[g(H_2)] \quad (5.17)$$

Onde:  $f_1(\cdot)$  - relação cota-descarga da estação 1; e

$\alpha$  - coeficiente corretor das vazões, geralmente assumido igual a relação entre as respectivas áreas de drenagem.

Para sua utilização, é importante a proximidade das régua sem que haja contribuições importantes de vazão entre os locais, tais como afluentes de porte. Em função dessa limitação, o método fica restrito a casos específicos (p. ex., conjunto de régua instalado para estimar a rugosidade do canal), pois nem sempre se dispõe, nas proximidades, de uma outra estação com curva de descarga bem definida sobre uma grande amplitude.

O terceiro método citado - a extrapolação logarítmica - é, provavelmente, a técnica mais usada no Brasil para extrapolar a parte alta das curvas de descarga e não serve para extrapolação inferior. Esse método baseia-se na hipótese de que, a partir de um dado nível, a curva de descarga obedece à equação:

$$Q = C(H - H_0)^n \quad (5.18)$$

Essa expressão corresponde à lei de descarga de um vertedor com uma soleira, cuja forma geométrica é definida por uma equação do tipo:

$$b = a \cdot y^m \quad (5.19)$$

Onde:  $b$  - largura da crista;

$y$  - altura sobre o ponto mais baixo da crista; e

$a, m$  - constantes.

No caso particular de vertedores retangulares ( $b = a$ )  $n = 1,5$ , para vertedores triangulares ( $b = ay$ )  $n = 2,5$  e para uma soleira parabólica ( $b = ay^{1/2}$ )  $n = 2,0$ .

Para extrapolar uma curva de descarga por esse método,

desenha-se o trecho definido da curva em papel bilogarítmico e soma-se ou subtrai-se, nas ordenadas do trecho mais alto da curva, uma constante escolhida por tentativa, de tal forma que esse trecho se torne uma reta no gráfico bi-log. Extrapola-se essa reta e retorna-se a uma curva pelo processo inverso. A Figura 5.8 ilustra esse procedimento para a estação de Prado Velho, no rio Belém (Região Metropolitana de Curitiba - PR).

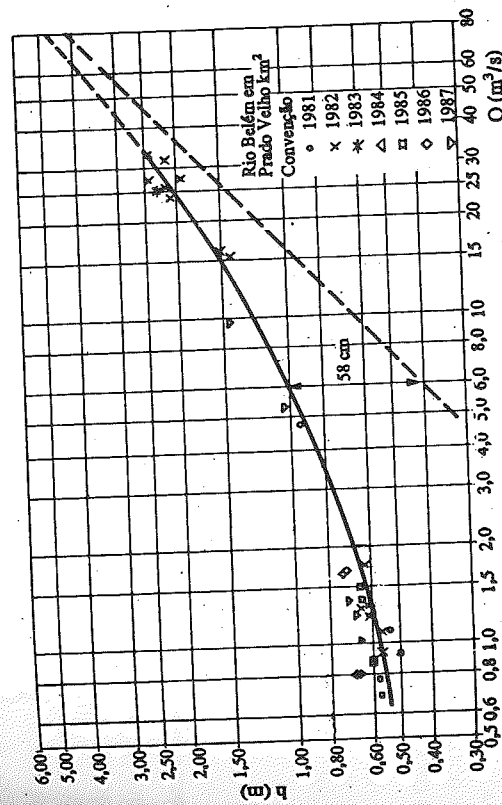
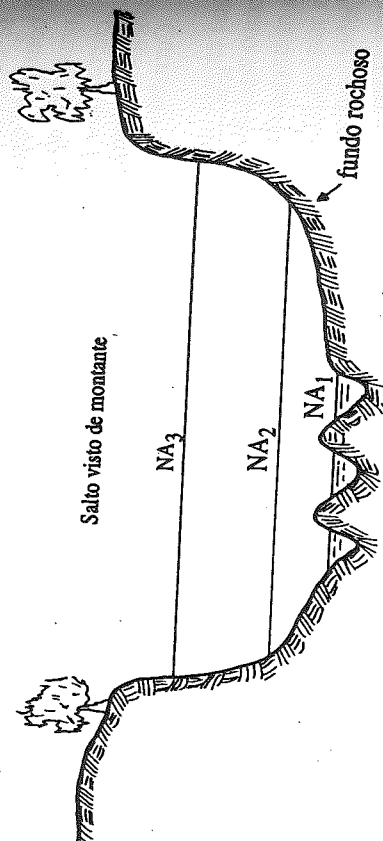


Figura 5.8 - Extrapolação logarítmica da curva de descarga

Sempre que o controle hidráulico da estação permanecer estável e com as suas características geométricas constantes, esse processo de extrapolação costuma dar bons resultados. Entretanto, quando mudam as condições de controle, os erros podem ser muito grandes. Por essa razão, o método não é adequado para extrapolação inferior da curva, porque é nas vazões baixas que as características geométricas do controle se alteram mais acentuadamente. Esse aspecto é mostrado na Figura 5.9, para um controle de vertedor constituído por um salto e onde, para vazões muito baixas, o salto se assemelha a vertedores triangulares; para vazões médias, a um vertedor parabólico; e, finalmente, nas vazões elevadas, a forma mais próxima é a retangular. Isso faz variar o expoente da expressão  $Q = K(H - H_0)^n$  de 2,5 até 1,5,

o que impossibilita, nessa faixa, a extrapolação logarítmica.



- NA 1 - Vertedor triangular ( $n = 2,5$ )
- NA 2 - Vertedor parabólico ( $n = 2,0$ )
- NA 3 - Vertedor retangular ( $n = 1,5$ )

Figura 5.9 - Mudança das condições de controle

O quarto processo de extrapolação consiste na determinação da área em função da cota a partir do levantamento topobatimétrico da seção de medições. Ao redor dessa curva, marcam-se os valores obtidos para a área a partir das medições de descarga. Paralelamente, locam-se os valores de velocidade média na seção, procurando interpolá-los por uma curva contínua. Deve-se tomar o cuidado de verificar a existência de pontos particulares nessa curva, como, por exemplo, as cotas de transbordamento ou as cotas em que se alteram as características das margens (p. ex., vegetação).

A seguir, procura-se extrapolar o gráfico de velocidade média em função da cota, tomando cuidado de não ultrapassar a cota correspondente à área nula e orientando-se qualitativamente pelos pontos particulares. Em geral, esse gráfico apresenta uma forma em S, com o ponto de inflexão acima da vazão média.

Esse processo é usado com frequência para a extrapolação inferior da curva de descarga e tem dado bons resultados. Para a extrapolação superior os resultados nem sempre são razoáveis, pois

falta uma diretriz clara para extrapolar a velocidade média que, nas vazões altas, apresenta variações nem sempre previsíveis, principalmente em função da influência da planície de inundação.

Entretanto, é praxe, mesmo se for adotada a extrapolação logarítmica, traçar as curvas cota-área e cota-velocidade média, para avaliá-la criticamente.

O quinto método de extrapolação mencionado consiste em aceitar como válidas, na própria seção de estação, as fórmulas de Chezy ou de Manning para o escoamento uniforme em canais. O método de Stevens (Parigot, 1948) é a forma mais clássica dessa maneira de extrapolar um curva de descarga e baseia-se na fórmula de Chezy:

$$Q = C \cdot A \sqrt{Ri} \quad (5.20)$$

Onde:  $Q$  - vazão ( $m^3/s$ );

$A$  - área de seção transversal ( $m^2$ );

$R$  - raio hidráulico ( $m$ );

$i$  - declividade superficial ( $m/m$ ); e

$C$  - coeficiente dimensional ( $m^{1/2} s^{-1/2}$ ).

Supondo-se constante o produto  $C\sqrt{i} = K$ , resulta:

$$Q = K \cdot A \sqrt{R} \quad (5.21)$$

Onde:  $A\sqrt{R}$  - é função apenas das características geométricas da seção e pode ser obtida a partir do seu levantamento topobatimétrico.

O sucesso desse tipo de extrapolação depende da constância do produto  $C\sqrt{i}$ , o que nem sempre acontece, mas que deve ser verificado com base nas medições de descarga disponíveis. Para tanto, constrói-se um gráfico onde se colocam os valores de  $A\sqrt{R}$  em função da vazão medida. Esses pontos devem seguir uma reta para que o método possa ser aplicado, o que pode não ocorrer em toda a extensão da curva (Figura 5.10).

Pode-se utilizar, em lugar da fórmula de Chezy, a de Manning, obtendo-se então:

$$Q = K.A.R^{2/3}$$

Onde:  $K = i^{1/2}/n$  - constante; e

$n$  - coeficiente de rugosidade de Manning.

(5.22)

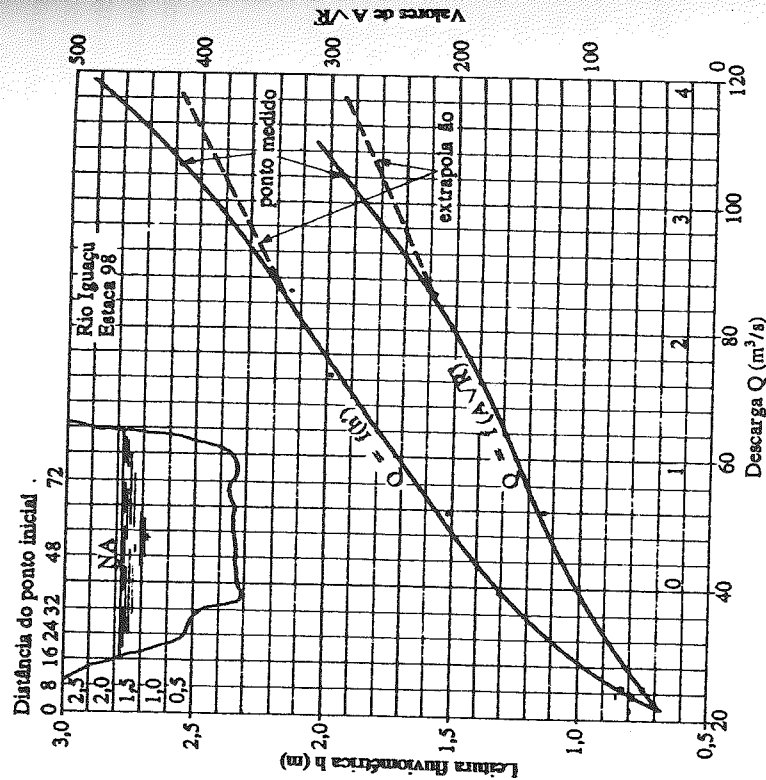


Figura 5.10 - Método de Stevens

Gomes (1997) apresenta uma comparação entre diferentes métodos de extrapolação do ramo superior da curva de descarga. Neste trabalho o autor utiliza o método de Stevens, usando a equação de Manning, modificado pela consideração de que  $K$  é variável em função do nível.

Finalmente, ainda existe a possibilidade de se extrapolar a curva de descarga por meio de cálculo de remanso a partir do controle hidráulico (salto ou corredeira a jusante). Esse é o único processo que permite levar em conta a eventual mudança de controle, pois o cálculo de remanso pode ser feito partindo-se alternativamente de duas seções de controle (p. ex., uma corredeira pequena próxima e um salto mais a jusante), devendo-se adotar o nível mais elevado.

A dificuldade do método consiste em estimar a rugosidade do canal e a sua variação em função do nível. Se for exigido rigor, deve-se dispor de leituras simultâneas de nível em vários locais ao longo do trecho estudado e determinar os coeficientes de rugosidade a partir das observações dessas réguas. Em situações menos exigentes, pode-se recorrer a valores desses coeficientes obtidos em condições similares.

Este método de extrapolação foi aplicado pela COPEL (1980) à curva de descarga de União da Vitória e, apesar de todos os cuidados, resultou em erro considerável corrigido posteriormente em uma revisão do estudo (Sugai et al., 1985). O erro foi proveniente de uma falha na avaliação do coeficiente de rugosidade na planície de inundação: foi estimado inicialmente um valor constante ( $n = 0,067$ ) e verificou-se que esse coeficiente é variável, chegando até  $n = 0,3$  para cotas muito altas, levando à diferenças crescentes na vazão a partir de 7 m de leitura de régua, chegando a 15% para cotas superiores a 10 m.

### 5.2.1 Estudo de caso: curva de descarga em União da Vitória

O caso particular da curva de descarga de União da Vitória/PR (Figura 5.11) mostra muito bem a dificuldade na extrapolação de uma curva de descarga e as possibilidades de erro.

Para União da Vitória a mais antiga das extrapolações é a designada na Figura 5.11 como "Dnaee/Boletim nº 13", efetuada pelo DNAEE (1956), quando existiam 129 medições e a máxima descarga medida era de  $1.346 \text{ m}^3/\text{s}$  e que atribuía a uma cota de 9 m uma vazão de  $3.220 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Não existem informações sobre o método de extrapolação



empregado, mas supõe-se que tenha sido a sentimento, prolongando a tendência do trecho definido pelas medições. Cerca de 12 anos mais tarde, a Canabira revisou essa curva e, procedendo a uma extrapolação logarítmica, praticamente confirmou a extrapolação do DNAEE, divergindo apenas um pouco na parte média da curva (entre 4 e 7 m), devido a novas medições realizadas no período subsequente (Canabira, 1969).

A próxima extrapolação foi realizada pelo CEHPAR em 1975, no caso do projeto HG-35, adotando também o método logarítmico, contudo, em função das novas medições e um traçado diferente da curva entre os pontos medidos, essa extrapolação divergiu consideravelmente das anteriores, atribuindo à cota de 9 m uma vazão de  $3.740 \text{ m}^3/\text{s}$ , ou seja, 16% a mais que as extrapolações anteriores (CEHPAR, 1975). Disponha-se nesta época já de 276 medições de descarga no local, com um máximo medido de  $1.400 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Pouco tempo depois a empresa Milder-Kaiser, por ocasião do projeto Foz do Areia, realizou nova revisão e, utilizando a técnica do cálculo de remanso a partir do controle situado em Porto Vitória, cerca de 25 km a jusante, obteve a curva mais à direita na Figura 5.11.

A Milder-Kaiser usou para o cálculo de remanso um perfil simplificado da seção do rio no controle (trapezoidal) e estimou para a rugosidade  $n = 0,024$  para o canal e  $n = 0,05$  para a planície de inundação esta curva estimou em  $4.750 \text{ m}^3/\text{s}$  a vazão correspondente à cota de 9 m, ou seja, 26% mais alta que o valor estimado pelo CEHPAR.

Entre 1978 e 1980, o problema da curva de descarga em União da Vitória foi estudado detalhadamente pela COPEL para avaliar as condições em que o reservatório de Foz do Areia influenciava os níveis de água em União da Vitória. Este estudo concluiu por uma curva de descarga intermediária entre a proposta pela Milder-Kaiser e o CEHPAR, usando também a técnica do cálculo de remanso para a extrapolação. Essa curva estimou a vazão com 9 m de régua em  $4.230 \text{ m}^3/\text{s}$ , ou seja, 12% acima da curva obtida pelo CEHPAR em 1975 (COPEL, 1980).

Quase simultaneamente (1976-1980) foi realizado, pelo

CEHPAR, um estudo mais abrangente de revisão de vazões em estações de interesse energético na Região Sul do Brasil (Projeto HG-38), cujos resultados estão publicados em extenso relatório (CEHPAR, 1980) e que adotou a mesma curva de descarga do estudo feito pela COPEL (COPEL, 1980).

Finalmente, após a cheia de 1983, quando foi possível realizar medições diretas acima de 10 m de régua, verificou-se que esta curva superestima consideravelmente as vazões, razão pela qual o estudo anterior da COPEL foi revisto e uma nova curva definida, por sinal bastante próxima (2 a 5% acima) da extrapolação logarítmica feita em 1975 pelo CEHPAR.

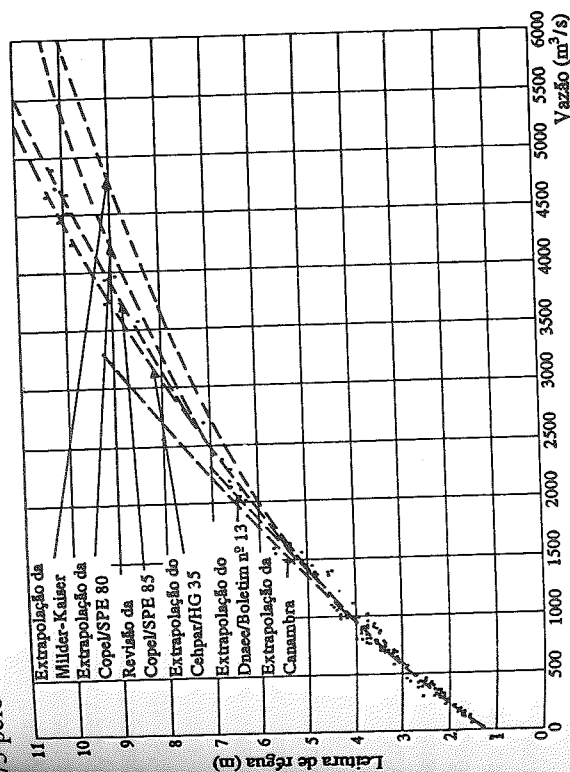


Figura 5.11 - Curva de descarga em União da Vitória/PR

A discussão desse caso particular mostra como, muitas vezes, técnicas mais simples podem conduzir a resultados bastante razoáveis, melhores até que métodos muito mais detalhados e usando muito mais informações (no caso, as extrapolações via cálculo de remanso).

Entretanto, não se deve concluir que as extrapolações

logarítmicas devem ser preferidas sempre, pois, como já foi mencionado no caso de alterações nas características de controle, podem falhar totalmente.

No próprio exemplo pode-se notar a extrapolação feita pela Canabira, também pelo processo logarítmico, que levou a subestimação da vazão em 17% para a cota de 9 m.

Também vale a pena enfatizar que somente a realização de medições diretas para vazões muito elevadas puderam, sem margem de dúvidas, encerrar a discussão sobre qual seria a curva de descarga mais realista.

Assim, mesmo que possa parecer em função das medições realizadas, que haja uma tendência perfeitamente definida, permitindo uma extrapolação segura, deve-se perseguir a realização de medições em níveis mais altos e também mais baixos, pois a extrapolação inferior é um problema frequentemente relegado a um plano secundário, para confirmar ou não a extrapolação.

A ocorrência de singularidades, em geral provenientes da mudança de controle, como aquela mostrada na Figura 5.4, quando ocorre em nível acima do máximo medido, certamente conduz à extrapolação errônea.

Também a existência de apenas uma única medição em nível elevado pode conduzir a erros na extrapolação no caso de estar afetada por um erro de medição (fato comum, dadas as condições desfavoráveis e frequentemente perigosas nas medições durante uma cheia), o que mascara totalmente a tendência da curva no trecho superior medido.

Uma técnica, usada na análise de consistência de dados (capítulo 2) resume-se em comparar entre si as vazões de um mesmo rio, observado em locais distintos por meio de correlações e hidrogramas simultâneos. Nesta análise, pode-se ainda detectar eventuais problemas nas curvas de descarga das estações, colhendo indicações de que determinado posto tende a apresentar vazões muito elevadas ou muito baixas. Neste caso, sempre vale a pena reavaliar a curva de descarga à luz dessas novas informações.

Quanto à precisão da curva de descarga, apenas pode-se afirmar que é muito variável, podendo-se chegar em casos favoráveis a erros menores de 3%, o que é muito inferior à precisão das próprias medições diretas de vazão em condições favoráveis. Esse ganho na precisão decorre da compensação dos erros das medições individuais quando se dispõe de um grande número destas em cotas iguais ou próximas.

Entretanto, em geral deve-se considerar como normal a precisão de aproximadamente 5 - 10% para as vazões obtidas a partir de níveis de água observados (10 - 20% no trecho extrapolado). Sabe-se que há situações em que ocorrem erros superiores a 50% nas curvas de descarga, principalmente no trecho extrapolado, mas erros dessa magnitude não podem ser considerados como aceitáveis e resultam como consequência da falha de medições no local; método inadequado para a extrapolação ou problemas inerentes ao próprio posto como influência de remanso; instabilidade do leito ou do controle; e declividade variável (formação de laços).

Deve-se verificar qual é o problema específico e tomar as medidas cabíveis para saná-lo (campanhas extras de medição, revisão da extrapolação, instalação de régua complementar para medir a declividade, instalação de equipamento de medição e outras).

Finalmente, vale a pena ressaltar mais uma vez a importância da experiência pessoal do hidrólogo ao estabelecer e extrapolar uma curva de descarga em uma estação fluviométrica, pois os rios e mais ainda as bacias hidrográficas constituem-se em sistemas únicos e de tal complexidade que torna impossível prever o seu comportamento apenas calcado na teoria da mecânica dos fluidos. A decisão final deve ser tomada valorizando os dados observados e medidos no campo, muitas vezes em aparente contradição com a teoria, mas que encontram sua explicação nos detalhes das diferenças entre a realidade do rio e as simplificações necessárias das deduções teóricas.

Na avaliação de uma curva de descarga também é de grande ajuda a plotagem dos desvios das medições em relação à curva de descarga, tanto em ordem cronológica, como em ordem crescente de cota.

### 5.3 TRANSFERÊNCIA DE CURVA DE DESCARGA

Próximo aos locais de futuros aproveitamentos hidrelétricos, ao longo das diversas fases de estudo (inventário, viabilidade e projeto básico), freqüentemente são instaladas várias seções de régua relativamente próximas para analisar o comportamento hidráulico do rio na área do aproveitamento.

Algumas dessas seções são instaladas com o objetivo de fornecer vazões e níveis no local da futura obra. Outras, somente para levantar a linha de água na região da obra e do reservatório como um todo. Esses dados, além de informarem a disponibilidade de água no local, também são usados para estimar o nível de água no canal de fuga do aproveitamento a ser instalado, calibrar os modelos físicos e obter valores para os coeficientes de rugosidade. Devido à proximidade dessas seções, aliadas a problemas operacionais, se dispõe apenas de pontos cota e vazão medidos em condições reais para uma dessas seções.

Pequenas alterações no local do eixo do futuro aproveitamento, espaço disponível para implantação do modelo físico ou mesmo problemas decorrentes da própria obra, fazem com que se necessite definir curvas de descarga nas seções onde são realizadas somente leituras de régua. Uma maneira de obter as curvas de descarga desses locais é a partir da transferência de outras obtidas em locais onde se dispõe de medições de vazão.

São comumente utilizados dois métodos de transferência de curvas de descarga. O primeiro método fundamenta-se em análise de regressão linear simples e o segundo na curva de permanência.

#### 5.3.1 Regressão linear simples

É o método mais utilizado para realização de transferência de curvas de descarga. A partir de dados simultâneos de leituras de régua em dois locais é determinada uma equação linear do tipo:

$$y = a_0 + a_1 x \quad (5.23)$$

Onde:  $x$  - a leitura de régua observada no local com curva de descarga;  
 $y$  - a leitura de régua no local sem curva de descarga; e

$a_0$  e  $a_1$  - coeficientes estimados pelo método dos mínimos quadrados ou por ajuste gráfico.

Nos casos em que existe uma diferença de área de drenagem, corrige-se a vazão considerando-se esta diferença.

A vazão correspondente a cota  $y$  estimada pela relação acima no local sem curvas de descarga é determinada por:

$$Q(y) = \frac{A(y)}{A(x)} Q(x) \quad (5.24)$$

#### 5.3.2 Curva de permanência

São determinadas as curvas de permanência de leituras de régua nos dois locais, do posto para o qual se tem a curva de descarga  $X(x)$  e do posto para o qual se deseja transferir a curva de descarga  $Y(y)$ .

Define-se uma relação entre as cotas  $x$  e  $y$ , considerando-se os pontos das curvas de permanência dos dois locais, em que  $X(x) = Y(y)$ , ou seja:

$$y = Y^{-1}[X(x)] \quad (5.25)$$

Determina-se a vazão no local sem curva de descarga. A curva de descarga obtida dessa maneira apresenta algumas discontinuidades em sua forma, principalmente na região em que as cotas observadas são mais raras. Corrige-se este problema ajustando-se o seguinte modelo aos pares de valores  $y$  e  $Q(y)$ :

$$Q(y) = \alpha(y - \beta)^\gamma \quad (5.26)$$

Os parâmetros  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\gamma$  são estimados pelo método dos mínimos



aplicado diretamente na equação não-linear (Kaviski, Gonçalves e Müller, 1997).

Em Sugai et al. (1997) foi feita uma análise comparativa dos dois métodos, usando os dados de 5 pares de estações fluviométricas com curvas de descarga definidas por meio de medições de descarga e situadas em locais próximos. Foram transferidas as curvas dos 5 pares de estações fluviométricas e concluiu-se que ambas as metodologias dão resultados semelhantes, embora para o caso mostrado na Figura 5.12 o método da curva de permanência mostra-se ligeiramente superior.

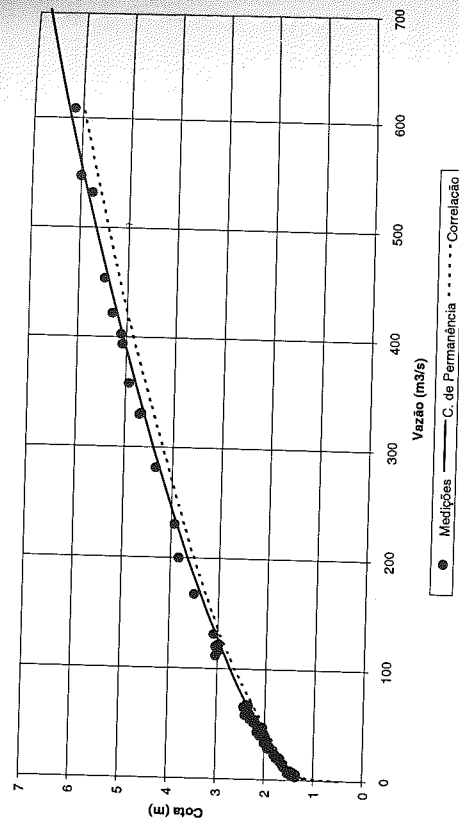


Figura 5.12 - Curvas de descarga determinadas por transferência

## MEDICÃO DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

6

### 6.1 INTRODUÇÃO

O transporte de sedimentos pelos rios é um fenômeno complexo que depende de processos erosivos que ocorrem nas vertentes da bacia e no leito e margens dos rios, e que fornecem material que, por sua vez, depende da energia do fluxo para ser transportado. A combinação dessas variáveis, fornecimento de material e energia do fluxo, resulta em um fenômeno com grande variação no tempo e no espaço. O transporte de sedimentos é um processo natural que envolve remoção, transporte e deposição de material e faz parte da evolução da paisagem originando as formas geomorfológicas.

Sedimentos são materiais erodidos e suscetíveis de transporte e deposição. A sedimentometria é a parte da hidrometria que trata da medida da quantidade de sedimentos transportados pelos rios. A quantificação é feita por meio de medições de descarga sólida, estudada juntamente com a fluviometria.

Para destacar a importância desta área do conhecimento para o Brasil, duas informações são particularmente relevantes do ponto de vista econômico: primeiro, que na produção agrícola brasileira, base da matriz econômica representando parcela significativa das exportações, estudos indicam que em média para cada 1 kg de grão produzido o país perde entre 6 e 10 kg de solo por erosão; segundo, que uma parcela do solo erodido será transportada pelos rios em forma de sedimento que em parte é depositado e provoca o assoreamento dos reservatórios das usinas hidrelétricas, as quais representam mais de 90% da geração de energia elétrica do país.

Neste capítulo são feitas algumas considerações sobre a produção e transporte de sedimentos na bacia hidrográfica e, com maior ênfase, serão discutidos e apresentados de forma prática os processos de medição de descarga sólida mais utilizados na operação de estações hidrossedimentométricas no Brasil.

Cabe lembrar que o monitoramento do transporte de sedimentos envolve uma grande complexidade de situações e instrumentos, e pertence a uma área chamada engenharia de sedimentos, a qual define os propósitos dos levantamentos sedimentométricos. Portanto, o profissional envolvido nesta área necessita de constante atualização quanto a métodos e técnicas.

Existe relativamente pouca literatura disponível sobre o assunto. Para maiores informações e principalmente para uma visão mais ampla sobre engenharia de sedimentos, recomendam-se os livros: *Sedimentation Engineering* (Vanoni, 1977); *Hidrossedimentologia Prática* (Carvalho, 1994); *Sediment Transport: Theory and Practice* (Yang, 1996); *Reservoir sedimentation handbook: design and management of dams, reservoirs, and watersheds for sustainable use* (Morris e Fan, 1997).

## 6.2 CICLO HIDROSSEDIMENTOLÓGICO

A água interceptada pela bacia hidrográfica, em seu movimento rumo à saída dessa bacia, flui sobre (ou dentro) as rochas e/ou os solos que revestem as vertentes e as calhas da rede de drenagem. Os obstáculos que encontra determinam os caminhos que ela vai seguir e a velocidade com que se deslocará, e dissipam boa parte da energia de que está provida ao propiciar que partículas sólidas sejam removidas e transportadas vertente ou rio abaixo (Bordas e Semmelmann, 1993).

A formação do material intemperizado na bacia hidrográfica e seu transporte até os rios é consequência da interação dos fatores hidrológicos, sendo as mais importantes a quantidade e a distribuição da precipitação, a estrutura geológica e pedológica, as condições topográficas e a cobertura vegetal.

Os processos sedimentológicos fluviais incluem remoção, transporte e deposição das partículas de regolito (rocha alterada), envolvendo toda a dinâmica da bacia de drenagem. Os deslocamentos dos sedimentos carregados pelo escoamento superficial e outros processos acabam provocando o remanejo e a redistribuição pela bacia de ponderáveis massas de partículas sólidas, a ponto de poderem alterar o ciclo hidrológico e afetar o uso, a conservação e a gestão dos recursos hídricos (Bordas e Semmelmann, 1993).

Assim, paralelamente ao ciclo da água, existe o ciclo hidrossedimentológico, que ao contrário do ciclo hidrológico é um ciclo aberto, intimamente vinculado e totalmente dependente daquele, envolvendo o deslocamento, o transporte e o depósito de partículas sólidas presentes na superfície da bacia (Bordas e Semmelmann, 1993).

Os mecanismos determinantes dos processos sedimentológicos fluviais estão relacionados às condições ecológicas reinantes nas bacias hidrográficas e em muitos aspectos podem derivar de ações antrópicas, causando prejuízos como os relacionados a:

- remoção intensa de solos, fertilizantes e pesticidas das vertentes, por causa de práticas agrícolas inadequadas de utilização das terras;
- perdas de produção agrícola decorrentes do recobrimento de áreas agricultadas por sedimentos estéreis e do enchimento das mesmas, resultante da obstrução de drenos naturais;
- assoreamento de reservatórios;
- deterioração de sistemas de irrigação e de drenagem;
- assoreamento ou erosão nas vias navegáveis e portos;
- degradação de água para uso industrial e doméstico;
- erosão em rodovias, ferrovias e oleodutos; e
- sedimentação de áreas atingidas por inundações.

Nota-se a complexidade e importância da compreensão dos processos de produção, transporte e deposição de sedimentos em

bacias hidrográficas. Ultimamente, a gestão integrada dos recursos hídricos, os riscos de degradação dos solos, dos leitos dos rios e dos ecossistemas fluviais e estuarinos, ou da contaminação dos sedimentos por produtos químicos, têm levado pesquisadores e a própria sociedade a dar maior importância aos problemas decorrentes das alterações do ciclo hidrossedimentológico natural.

### 6.3 PRODUÇÃO DE SEDIMENTOS NA BACIA

Os processos de produção de sedimentos na bacia vêm sendo estudados a longo tempo e atualmente são bem conhecidos os processos e formas de erosão que atuam nas vertentes. Erosão é o processo de intemperização e remoção de rochas e solos por meio de agentes naturais como escoamento superficial, vento, geleiras, etc. A partir do conhecimento dos fatores atuantes, tornou-se possível a modelagem dos processos erosivos. Neste livro apenas a erosão hídrica será abordada.

Entre os modelos de predição da erosão de origem hídrica, o método centrado na Equação Universal de Perda de Solos (USLE) é o mais conhecido, inclusive no Brasil. Por conta da simplicidade dos parâmetros envolvidos e da facilidade de ser implementada de forma distribuída, inclusive usando geoprocessamento, a USLE vem sendo bastante utilizada, apesar do caráter eminentemente empírico, o que implica em resultados restritos às condições de calibragem do ponto de vista quantitativo. Como todo modelo empírico apresenta dificuldades em generalizar os resultados, o que inviabiliza sua utilização em muitas regiões.

No entanto, o equacionamento da USLE é bastante didático para entender-se os fatores envolvidos no processo erosivo de vertentes. A equação universal de perdas de solos é expressa como segue:

$$A = R \cdot K \cdot LS \cdot C \cdot P \quad (6.1)$$

Onde: A - perda de solo calculada por unidade de área (t/ha.ano);

R - índice de erosividade da chuva;  
K - fator de erodibilidade do solo;  
LS - fator topográfico;  
C - fator de uso e manejo; e  
P - fator de prática conservacionista.

Com os parâmetros calibrados experimentalmente para determinadas regiões, a USLE apresenta bons resultados do ponto de vista quantitativo (Chaves, 1996). No entanto, seu maior potencial está em apresentar de forma qualitativa a variação espacial da intensidade dos processos erosivos em termos médios anuais.

Por conta das limitações a USLE sofreu várias modificações, dando origem a modelos como a MUSLE, em que o índice de erosividade da chuva é substituído por informações do hidrograma produzido por uma chuva isolada, originando como resultado o aporte de sedimentos na exutória da bacia por evento pluviométrico (Chaves, 1996).

Além da USLE existem atualmente diversos outros modelos para predição da erosão hídrica, entre os quais destacam-se: *Revised Universal Soil Loss Equation (RUSLE)*; *Water Erosion Prediction Project (WEPP)*; *Areal Non-point Source Watershed Environment Response Simulation (ANSWERS)*; *Kentucky Erosion Model (KYERMO)*; e *European Soil Erosion Model (EUROSEM)* (Siakeu e Oguchi, 2000).

A maioria desses modelos são distribuídos e conceituais, ou seja simulam o processo erosivo por meio de equações que representam fisicamente o fenômeno. Seus resultados dependem da resolução da base de dados utilizada e a aplicação está geralmente limitada a pequenas áreas.

Do ponto de vista da sedimentometria os modelos erosivos são particularmente úteis principalmente por:

- permitir localizar espacialmente as áreas com processos erosivos mais acentuados, favorecendo a tomada de decisões com medidas locais e mais eficientes, pois atingem a fonte do problema;
- permitir prever o transporte de sedimentos quantitativamente no



tempo e no espaço, facilitando assim o planejamento da rede de monitoramento sedimentométrico e a frequência das campanhas de medição. O monitoramento do transporte de sedimentos no tempo e no espaço é uma atividade complexa e de custo muito elevado; e

- permitir estimar variações na carga de sedimentos devido a alterações no uso do solo previstas no futuro, seja com a finalidade de manejo de bacias, seja para avaliar impactos de determinados usos agrícolas.

A Figura 6.1 mostra o resultado de uma simulação da USLE na bacia do rio Jordão/PR, realizada em SIG com dados espaciais organizados em mapas temáticos com resolução de 30 m.

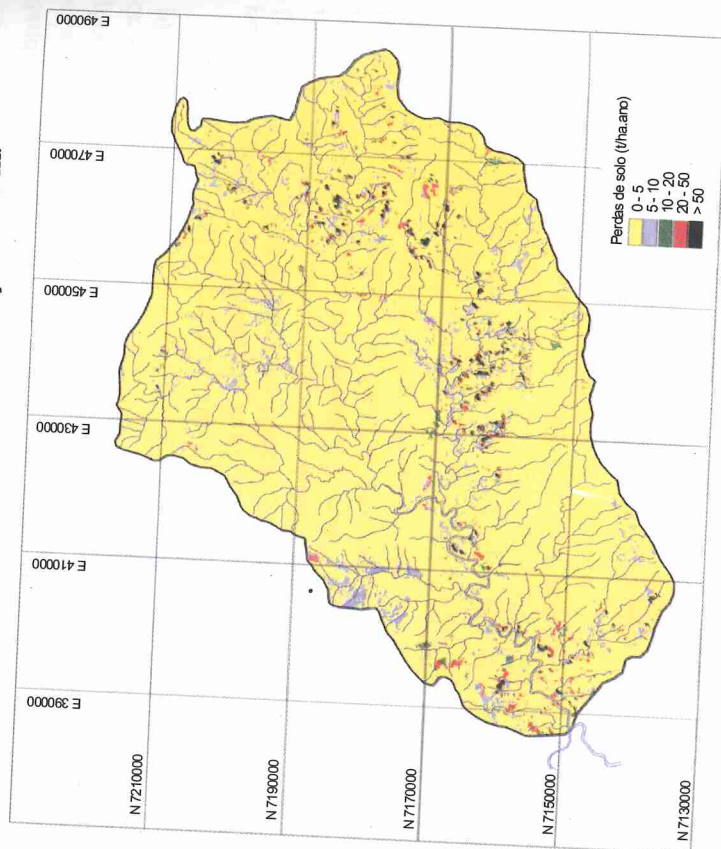


Figura 6.1- Perdas de solo da bacia do rio Jordão

O mapa de perdas de solo por erosão hídrica é indicativo da produção de sedimentos nas vertentes (encostas) que compõem a

bacia. Em função das características do relevo e da cobertura vegetal, parte deste sedimento é depositada na própria vertente, portanto, não chega a atingir a rede de drenagem perene, e parte é transportada e depositada nos rios, lagos e estuários.

A porcentagem dos sedimentos que atingem e efetivamente são transportados pelos rios é geralmente pequena em relação ao produzido pela bacia. A esta porcentagem é dado o nome de taxa de transferência (*Sediment Delivery Ratio*) e depende da área de drenagem e outras características fisiográficas da bacia.

Siviero e Coiado (1999) simularam a USLE na bacia hidrográfica do rio Atibaia/SP, com área de drenagem de 735 km<sup>2</sup> e encontraram uma taxa de transferência de 27 %, ou seja, 27% do solo erodido é transportado como sedimento para fora da bacia hidrográfica.

Morris e Fan (1997) apresentam uma relação média entre a produção de sedimento e a área de drenagem obtida de medições em reservatórios da região oeste dos Estados Unidos (Figura 6.2).

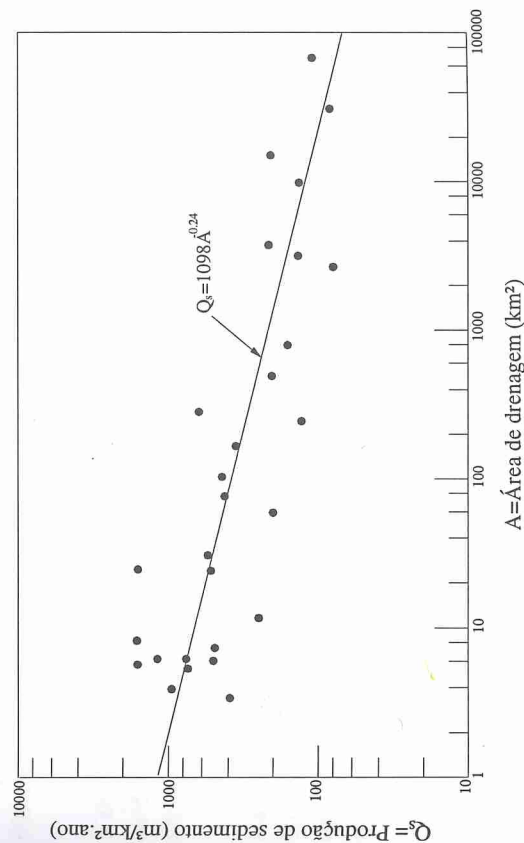


Figura 6.2 – Relação entre produção de sedimentos e área de drenagem (Morris e Fan, 1997)

## 6.4 TRANSPORTE FLUVIAL DE SEDIMENTOS

A carga de sedimentos dos cursos de água é uma mistura de partículas de várias espécies, tamanhos e formas. Mecanicamente, a espécie da partícula exprime-se pela sua densidade, o tamanho pelo seu diâmetro maior e a forma pelo coeficiente de esfericidade (Christofolletti, 1981).

Uma parcela da carga detrítica dos cursos de água é proveniente da ação erosiva que o movimento da água exerce sobre as margens e o fundo do leito (*bed load*). Entretanto, a maior parte é fornecida pela remoção detrítica das vertentes (*wash load*). Assim, reconhece-se que o transporte de sedimentos é governado pelos fatores hidrológicos que controlam as características e o regime do escoamento superficial e pelas características das partículas que compõem a carga de sedimentos.

A carga de sedimentos diz respeito ao tipo de material transportado, enquanto que o termo "descarga sólida" ou "descarga de sedimentos" é definido como a massa total de sedimentos que passa em uma seção transversal do rio por unidade de tempo, geralmente expressa em toneladas por dia (Vanoni, 1977).

Outra grandeza física importante no transporte de sedimentos é a concentração, expressa em mg/l e definida como a razão entre as descargas sólida e líquida multiplicado por um fator numérico de ajuste das unidades

A carga total de sedimentos é composta por materiais fornecidos pelos processos químicos, físicos e biológicos que governam a erosão e pelos mecanismos de transporte de massa no regolito. No processo de transporte fluvial de sedimentos pode-se distinguir três tipos de cargas: dissolvida, em suspensão e do leito.

### 6.4.1 Carga dissolvida

A carga dissolvida dos cursos de água é composta pelos constituintes intemperizados das rochas, transportados em solução

química principalmente pelo escoamento subterrâneo. Entretanto, existem situações em que o escoamento superficial pode contribuir significativamente para a carga dissolvida (p. ex., carregamento de fertilizantes), por meio de um processo conhecido como poluição difusa. Assim, a quantidade de material em solução depende, em grande parte, da contribuição relativa da água subterrânea e do escoamento superficial para a vazão do rio, sofrendo variações nas escalas temporal e espacial.

Por essa razão a relação entre a concentração de sólidos dissolvidos e a vazão é geralmente de forma inversa, pois vazões elevadas (cheias) são fruto principalmente do escoamento superficial, que possui conteúdo dissolvido menor por unidade de volume, e para vazões baixas, durante épocas de estiagem, a contribuição subterrânea com maior concentração de sais dissolvidos é a única existente.

Existe ainda o aporte de cargas dissolvidas em função de fontes poluidoras pontuais, geralmente industriais, que lançam uma variada gama de materiais dissolvidos nos rios, lagos e estuários. Também neste caso, sendo o aporte de materiais dissolvidos constante, a concentração no rio varia inversamente com a vazão.

Em termos espaciais, a composição química das águas fluviais varia consideravelmente conforme a litologia, vegetação, utilização da bacia hidrográfica e a presença de fontes poluidoras pontuais ou difusas.

Embora não seja visível, a carga dissolvida pode representar parcela importante da descarga sólida. Estudos realizados na América do Norte indicam que alguns rios carregam, em média, maior quantidade de matéria dissolvida do que de partículas em suspensão (Guy, 1970).

### 6.4.2 Carga em suspensão

As partículas de granulometria reduzida, como silte, argila e algumas granulometrias de areia, são pequenas o suficiente para que sejam transportadas pelo fluxo turbulento misturadas à água na forma de uma solução heterogênea (2 fases), constituindo a carga de

sedimentos em suspensão. A distinção entre carga em suspensão e carga do leito baseia-se mais no mecanismo de transporte do que no tamanho da partícula. Por exemplo, partículas transportadas em suspensão em um rio de alta declividade podem constituir carga do leito para rios de planície.

Todavia, o material em suspensão é a fração mais fina do material carregado em que as forças provocadas pela ação da turbulência do fluido superam a ação da gravidade impedindo a deposição das partículas. Desta maneira, a carga em suspensão participa das características físicas da água, sendo carregada praticamente na mesma velocidade do fluxo. Quando a turbulência diminui, geralmente em função da redução da velocidade do fluxo, atingindo um valor crítico, não tendo mais energia para manter as partículas suspensas, elas se precipitam seguindo uma hierarquia em função da densidade e do tamanho. Essa deposição (sedimentação) pode ocorrer em trechos de águas mais calmas ou em lagos.

As mensurações e observações realizadas nos cursos de água mostram que há boa correlação direta entre a concentração do material em suspensão e o valor da vazão para uma mesma seção transversal. A causa principal é que a carga detrítica não provém somente da ação abrasiva do rio sobre o fundo e as margens, mas principalmente da lavagem sobre as vertentes efetuada pelo escoamento superficial. Constata-se assim, que a maior parte do transporte da carga em suspensão se dá por ocasião das enchentes, o que fica evidente até para o leito pelo aspecto barrento das águas durante as cheias.

A carga em suspensão é a parte do transporte de sedimentos mais bem estudada, em função de sua importância relativamente à carga dissolvida, e pela facilidade de medição em campo, comparativamente aos métodos de medição da carga do leito.

Muitas vezes determina-se a partir da amostra a soma da carga de sedimento em suspensão e dissolvida, que no jargão técnico é designado como "sólidos totais". Isto é feito evaporando-se toda a água da amostra e pesando-se o resíduo sólido. A razão entre a massa desse resíduo e a massa da amostra constitui a "concentração de sólidos totais". Para obter a concentração apenas dos sedimentos em suspensão a separação da água e dos sólidos deve ser feita por

filtragem pois a carga dissolvida não é retida pelo filtro.

### 6.4.3 Carga do leito (arraste e saltação)

A carga do leito do rio é composta por partículas de granulometria maior, como as areias e cascalhos, que permanecem junto ao fundo do canal e são transportadas por meio da saltação e do arraste (deslizamento ou rolamento na superfície do leito). Devido ao volume e a densidade das partículas, a velocidade da carga do leito é muito mais lenta que a do fluxo, porque as partículas podem se deslocar de modo intermitente e também porque a velocidade do fluxo junto ao fundo é menor.

As partículas em saltação localizam-se nas proximidades do leito, formando uma camada adjacente ao leito. A colisão entre partículas mantém a densidade dessa "camada", que funciona como transicional entre a carga do leito, sempre em contato com o fundo, e as partículas transportadas em suspensão.

O arraste é o processo executado pelas partículas maiores deslizando ao longo do leito sob o efeito da tensão tangencial exercida pelo fluido em movimento sobre o fundo. Neste processo de rolamento, os fragmentos vão girando para jusante, mas sempre em contato com a superfície do leito.

Os sedimentos transportados como carga do leito sofrem a abrasão e a redução do tamanho das partículas por meio de processos mecânicos, como choques e atritos, e o selecionamento resultante do transporte diferencial das partículas de tamanhos diferentes. Isso explica, em grande parte, a diminuição da granulometria do material aluvial em direção a jusante. O efeito da abrasão durante o transporte resulta no formato típico desse material conhecido como "seixo rolado".

Não é possível estimar com certeza a quantidade de material transportado como carga do leito com base somente na descarga sólida em suspensão, pois esta relação varia em função das condições locais, tanto do fluxo como da quantidade e natureza dos sedimentos. De maneira geral, quanto maior a carga transportada pelo rio e maior a



granulometria do material, maior será o volume transportado junto ao leito. Em rios com sedimentos compostos predominantemente de areia e cascalho a carga do leito atinge valores elevados, podendo até ultrapassar 50% do volume total transportado, como pode ser visto na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Estimativa da carga do leito a partir da concentração, tipo de material transportado e tipo de material do leito (Adaptado de Gordon et al., 1992 e Morris e Fan, 1997)

Concentração de sedimentos em suspensão (ppm)	Tipo de material do leito	Textura do material em suspensão	Carga do leito em relação à carga em suspensão (%)
< 1000	Areia	20 – 50% de areia	25 – 150
< 1000	Pedregulho, rocha ou argila consolidada	Pequena quantidade de areia	5 – 12
1000 – 7500	Areia	20 – 50% de areia	10 – 35
1000 – 7500	Pedregulho, rocha ou argila consolidada	< 25% de areia	5 – 12
> 7500	Areia	Similar ao material do leito	5 – 15
> 7500	Pedregulho, rocha ou argila consolidada	25% de areia ou menos	2 – 8
	Argila e silte	Sem areia	< 2

## 6.5 DISTRIBUIÇÃO DOS SEDIMENTOS NOS CURSOS DE ÁGUA

Os sedimentos possuem uma distribuição diferenciada no tempo e no espaço. Assim, deve-se considerar a distribuição dos sedimentos numa vertical, numa seção transversal, ao longo do curso de água e em relação ao tempo.

A partícula em suspensão está sujeita à ação da velocidade da

corrente na horizontal e da turbulência, que tendem a mantê-la em suspensão, e do seu peso, que tende a deslocá-la para baixo. Assim, as partículas maiores têm uma distribuição na vertical que cresce da superfície para o leito, enquanto que os sedimentos finos, como silte e argila, apresentam uma distribuição praticamente uniforme ao longo da vertical. A Figura 6.3 mostra, esquematicamente, como é a distribuição dos vários tipos de sedimento na vertical para uma dada condição de velocidade.

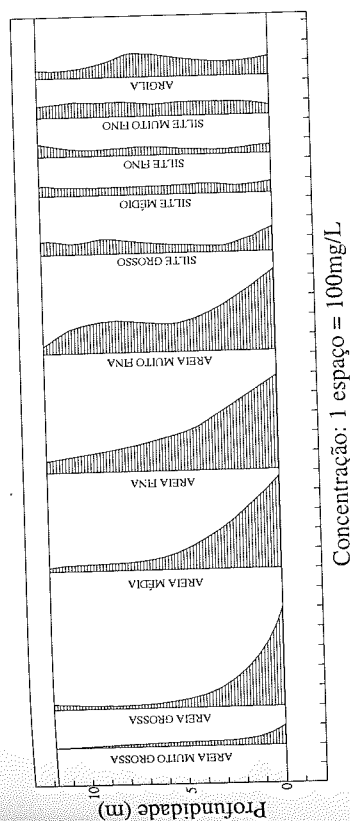


Figura 6.3 – Distribuições verticais teóricas dos sedimentos no curso de água em função da granulometria (Morris e Fan, 1997)

A concentração do sedimento em suspensão em um curso de água varia da superfície para o fundo e de um lado para outro da seção transversal. A concentração é variável em função da velocidade da corrente, da disponibilidade de sedimentos e de sua granulometria. Considerando que a velocidade é menor próximo às margens a concentração também será menor. A Figura 6.4 (a) evidencia que o máximo da descarga sólida é transportada pelas regiões de maior velocidade.

A distribuição dos sedimentos ao longo dos cursos de água pode ser caracterizada pelo volume produzido e pela granulometria do material transportado (Figura 6.4 b). De modo geral, o alto curso é a área da bacia com maior degradação e o rio transporta elevadas quantidades de material grosseiro, com predominância do transporte de arraste; o médio curso é uma área de maior estabilidade, onde não há elevados acréscimos e perdas do volume transportado, que

apresenta uma granulometria média; o baixo curso é uma região de agradação, onde predomina a deposição dos sedimentos e o rio acaba transportando somente partículas finas. Esta situação ocorre na maioria dos rios que apresentam perfil côncavo com declividades monotonamente decrescentes da nascente para a foz. Existem, entretanto, casos como o rio Iguaçu, cujo perfil é convexo e, portanto, a declividade aumenta para jusante o que certamente inverte a variação espacial da concentração de sedimentos.

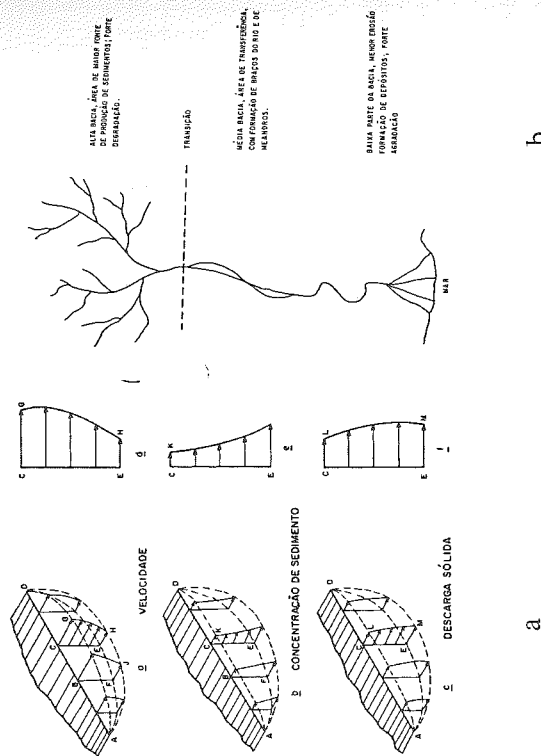


Figura 6.4 – Diagrama da distribuição da velocidade, da concentração e da descarga sólida na seção transversal (a) e esquema da distribuição dos sedimentos ao longo do curso de água (b) (Carvalho, 1994)

A distribuição dos sedimentos no tempo está relacionada ao comportamento da vazão, ou seja, os maiores volumes de sedimentos são transportados pelas maiores vazões. Embora não seja linear e sofra grandes variações no espaço e no tempo, esta relação permite associar a massa de sedimentos transportados na unidade de tempo, ou descarga sólida, às vazões líquidas ocorridas na estação de medição, originando a “curva chave de sedimentos” ou “curva de descarga sólida” (Figura 6.5).

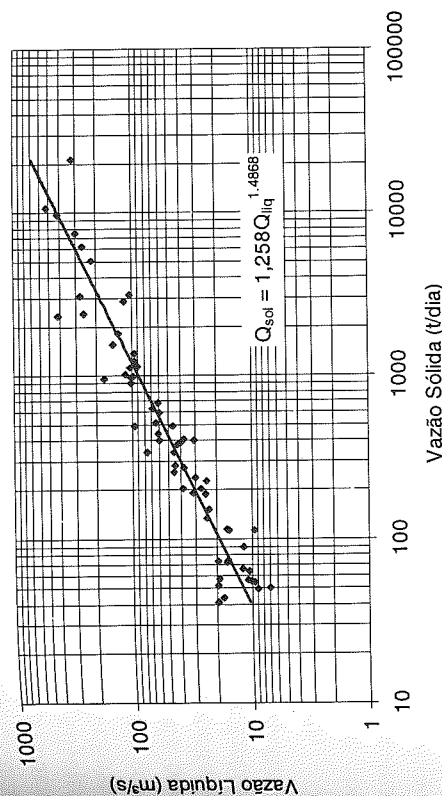


Figura 6.5 - Curva de descarga sólida da estação Teresa Cristina, localizada na bacia do rio Ivaí/PR

Quando a relação entre descarga sólida e vazão líquida não apresenta bons resultados pode-se, alternativamente, relacionar a descarga sólida com outras características tais como velocidade, declividade, profundidade, tensão de cisalhamento, potência da corrente e potência unitária da corrente, adotando-se o melhor resultado (Carvalho, 1994). Também a correlação da concentração de sedimentos com a precipitação na bacia (às vezes defasada no tempo) pode produzir resultados bastante razoáveis. Essas correlações, em geral, são expressas por meio de regressões logarítmicas produzindo expressões matemáticas do tipo:

$$\ln Q_s = a + b \cdot \ln Q_l + \varepsilon \quad (6.2)$$

ou

$$Q_{sol} = A \cdot Q_{liq}^b \cdot e^\varepsilon \quad (6.3)$$

Onde:  $Q_s$  - descarga sólida;  
 $Q_l$  - vazão líquida;

$A = e^a$ ;

$a, b$  - parâmetros;

$\varepsilon$  - erro do modelo; e

$e$  - base dos logaritmos naturais (2,71828...).

A curva chave de sedimentos, que nada mais é do que a equação de regressão sem o termo de erro, permite estimar os valores diários da descarga sólida ao longo do tempo a partir de medições esporádicas do transporte de sedimentos, desde que se disponha no local de uma série contínua de vazões líquidas médias diárias.

## 6.6 MEDIÇÃO DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

A medição do transporte de sedimentos objetiva determinar a descarga sólida, ou seja, a quantidade de sedimentos que passa em uma seção transversal por unidade de tempo. Embora não exista uma separação clara entre as cargas do leito (arraste e saltação) e cargas em suspensão (suspensão e dissolução), divide-se a descarga sólida total em descarga sólida do leito, descarga sólida em suspensão e descarga sólida dissolvida.

Entretanto, como já foi mencionado, freqüentemente as descargas sólidas em suspensão e dissolvida são tratadas em conjunto e a soma é designada como "sólidos totais em suspensão".

As medições do transporte de sedimentos são realizadas nas estações sedimentométricas, as quais coincidem com estações fluvimétricas selecionadas. Em uma rede de monitoramento as estações sedimentométricas são em menor número que as fluvimétricas, devido a fatores de ordem prática e econômica. Levando em conta as características morfoclimáticas das diferentes regiões do globo terrestre a Organização Meteorológica Mundial define uma densidade mínima de estações (WMO, 1981). Segundo estes critérios a rede sedimentométrica mínima para o Brasil deveria variar entre uma estação para cada 5.000 km<sup>2</sup> na região sul e uma para cada 15.000 km<sup>2</sup> na região norte.

Do ponto de vista prático, uma rede de monitoramento

sedimentométrico deve ser dimensionada levando-se em conta as características regionais de diversidade natural e capacidade de alteração do meio. Assim, pode-se atender a múltiplos objetivos, obtendo-se informações tanto para pesquisa básica em áreas remotas como para monitorar e resolver problemas ambientais práticos em áreas antropizadas. Historicamente, no Brasil, o monitoramento e os estudos sedimentológicos estão atrelados à construção e operação de usinas hidrelétricas e reservatórios, havendo em consequência uma lacuna de monitoramento e pesquisa em pequenas e médias bacias.

A medida direta do transporte de sedimentos em cursos de água pode ser feita de várias formas, sendo mais comum o emprego de técnicas de amostragem que permitem, a partir de sua análise, o cálculo do volume transportado.

A amostragem de sedimentos é feita com o objetivo de se obter amostras representativas na seção transversal do curso de água, com amostradores padronizados e usando técnicas apropriadas.

A finalidade da amostragem é definir a tipologia e a concentração do material que é transportado no momento da medição do transporte de sedimentos. Devido às diferenças nas características de transporte do sedimento em suspensão e de fundo, resultando em medições distintas, os equipamentos, bem como as técnicas de amostragem são também diferentes.

Vale lembrar que toda medição de descarga sólida é precedida de uma medição de descarga líquida, a qual fornece informações que orientam os procedimentos adotados no processo de amostragem, além da vazão líquida ser também utilizada no cálculo da descarga sólida, pois essa é obtida multiplicando a concentração de sedimentos na amostra pela vazão líquida.

### 6.6.1 Medição da descarga sólida em suspensão

As amostras coletadas para medida da descarga sólida em suspensão contêm as cargas de sedimento dissolvida e em suspensão transportadas pelo rio. Essas amostras devem ser obtidas de forma a representar a média em toda a seção do rio quanto à concentração e a



sua granulometria. Dependendo do procedimento de análise usado no laboratório, obtêm-se essas características apenas para a carga de sedimentos em suspensão (filtração) ou para o conjunto de sedimentos em suspensão e dissolvidos (evaporação). Os amostradores não devem tocar o leito do rio para não contaminar a amostra com sedimento de arraste, nem provocar a agitação do material decantado no fundo. Assim, existe sempre junto ao fundo uma "zona não amostrada", cuja dimensão varia com o tipo de amostrador e a natureza do fundo, ficando geralmente entre 10 e 15 cm (Figura 6.6).

A amostragem de sedimentos em suspensão pode ser feita por diversos métodos considerados aceitáveis, dependendo do tipo de equipamento disponível. Os métodos mais comuns são a amostragem pontual e por integração vertical.

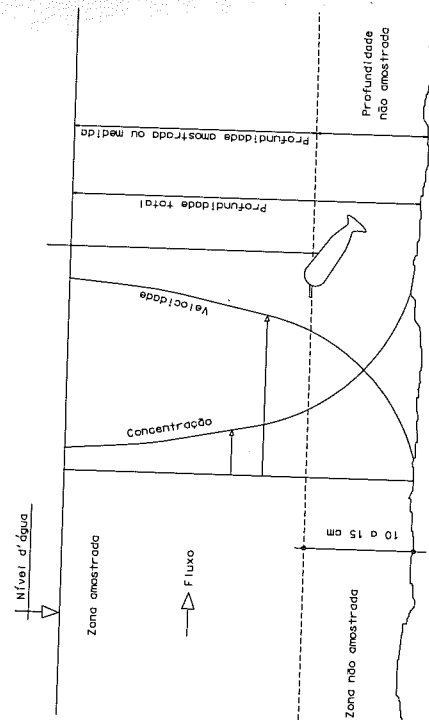


Figura 6.6 – Zonas de amostragens, medida e não medida, numa vertical de amostragem do sedimento em suspensão (Guy e Norman, 1970)

### 6.6.1.1 Amostragem por integração vertical

A amostragem por integração vertical é a mais utilizada nas medições rotineiras e permite uma boa precisão nos resultados. Na amostragem por integração na vertical ou em profundidade o

amostrador é deslocado ao longo da vertical de amostragem com uma velocidade a mais constante possível e próxima a um valor previamente calculado, tanto na descida como na subida.

Na prática, durante a operação o hidrometrista, depois de ter o amostrador adequado já montado no guincho hidrométrico, zera o contador com o bico na superfície, descendo o aparelho até o fundo para medir a profundidade; depois de subir o aparelho, esvazia a garrafa, zera o contador e o cronômetro, com o bico ligeiramente acima da superfície. Dá-se partida ao cronômetro e simultaneamente desce-se o aparelho com velocidade uniforme até 10 a 15 cm acima do leito; faz-se então a reversão do guincho, subindo em velocidade uniforme até que o bico apareça na superfície, parando o cronômetro neste instante; com a mão esquerda pressiona-se a cauda do amostrador de modo que a entrada fique para cima e, com a mão direita, retira-se a amostra. A garrafa deve conter no máximo 3/4 e no mínimo 1/3 da capacidade, repetindo-se a operação se estiver fora destes limites.

Os amostradores utilizados podem ser: do tipo US DH-48 (Foto 6.1), que opera com haste graduada e é utilizado em medições a vau em rios de pequeno porte; do tipo US DH-74 (Foto 6.2), que opera a partir de barcos com auxílio de um guincho hidrométrico, possibilitando a amostragem em rios com baixas velocidades, em função de seu peso reduzido; do tipo US D-49 (Foto 6.3), que é semelhante ao anterior, porém opera em maiores velocidades; e o amostrador de saca (Foto 6.4), que difere dos demais por comportar um volume maior de amostras, permitindo amostragens em rios mais profundos.

Os amostradores citados acima são todos de fabricação americana. A lista completa de modelos de amostradores disponíveis, preço, manual de operação e acessórios pode ser obtida no endereço <http://fisp.wes.army.mil/>.

Pode-se ainda improvisar amostradores em função dos recursos disponíveis e das condições locais, tendo-se o cuidado de principalmente utilizar bicos calibrados, garantir a saída do ar do recipiente durante a amostragem e possuir um formato minimamente hidrodinâmico. A Foto 4.1 apresenta um amostrador de saca

“improvisado” utilizado pelo INPA no rio Solimões, em Manacapuru/AM. O CEHPAR, no âmbito de um projeto de pesquisa em transporte de sedimentos também fabricou amostradores similares ao modelo DH-59 em sua oficina, os quais têm funcionado satisfatoriamente nos trabalhos de campo.



Foto 6.1 - Amostradores de sedimentos em suspensão para medição a vau, modelos UD DH-48 (esquerda) e US DH-81 (direita)



Foto 6.2 - Amostrador de sedimentos em suspensão operado por guincho hidrométrico em rios de baixa velocidade, modelo US DH-59



Foto 6.3 - Amostrador de sedimentos em suspensão operado por guincho hidrométrico em rios com alta velocidade, modelo US DH-74 (Cortesia SUDERHSA)



Foto 6.4 - Amostrador de saca para sedimentos em suspensão operado por guincho hidrométrico em rios profundos, modelo US D-96 (Fonte: <http://fisp.wes.army.mil/>)

Os amostradores por integração vertical usam bicos calibrados, com diâmetros de 1/8" e 1/4". Esses bicos são removíveis e devem ser substituídos a medida em que sofrem desgaste. Recomenda-se fazer aferições periódicas da eficiência hidráulica dos bicos, o que é possível medindo-se a velocidade do fluxo, o tempo e o volume amostrado.

$$\text{Eficiência hidráulica} = v_n / v \quad (6.4)$$

Onde:  $v$  – velocidade do fluxo do rio no ponto de amostragem; e  
 $v_n$  – velocidade de entrada de água no bico, determinada da seguinte forma:

$$v_n = V_a / (A_b \cdot t)$$

(6.5)

Onde:  $V_a$  - volume da amostra ( $\text{cm}^3$ );

$A_b$  - área do bico ( $\text{cm}^2$ ); e

$t$  - tempo de amostragem (segundos).

Os bicos com diâmetros de 1/8", 3/16" e 1/4" possuem áreas de 0,079173  $\text{cm}^2$ , 0,178139  $\text{cm}^2$  e 0,316692  $\text{cm}^2$ , respectivamente. Segundo Carvalho (1994) a eficiência hidráulica dos amostradores deve ser próxima de 0,95 para um bom desempenho do equipamento, devendo-se evitar sempre que seja inferior a 0,90. Isto ocorre principalmente por avarias no bico do amostrador ou no sistema de saída de ar do recipiente.

Cada bico possui uma razão de trânsito,  $RT$ , ou seja, a velocidade de percurso ideal em função da velocidade da corrente na vertical de medição a ser amostrada. A razão de trânsito máxima -  $RT_{\text{máx}}$  do amostrador é a maior velocidade para que o equipamento desça e suba, ao longo da vertical de medição, em posição adequada, ou seja, com o bico posicionado na horizontal. A razão de trânsito é calculada para cada diâmetro de bico como:

$$RT_{\text{máx}} = c \cdot \bar{v} \quad (6.6)$$

Onde:  $\bar{v}$  - velocidade média do fluxo na vertical (m/s); e

$c$  - constante para cada diâmetro de bico, sendo 0,2 para o bico 1/8" e 0,4 para os bicos 3/16" e 1/4".

Define-se então, o tempo mínimo de amostragem ( $T_{\text{mín}}$ ) para cada bico, dividindo-se o dobro da profundidade amostrada ( $P_d$ ) da vertical em questão, pela  $RT_{\text{máx}}$ .

$$T_{\text{mín}} = (2 \cdot P_d) / RT_{\text{máx}} \quad (6.7)$$

Em que,  $T_{\text{mín}}$  é o tempo mínimo necessário para uma boa amostragem naquelas condições de velocidade e profundidade. Para a escolha do bico, no entanto, é necessário verificar o tempo de enchimento da garrafa para cada bico naquela condição de velocidade. Para tanto, pode-se consultar o gráfico da Figura 6.7 que fornece, de

forma aproximada, o tempo máximo ( $T_{\text{máx}}$ ) de amostragem em função da velocidade média na vertical e do bico utilizado.

Deve-se escolher o bico em que o  $T_{\text{máx}}$  seja maior que o  $T_{\text{mín}}$ , e proceder a amostragem em um tempo compreendido entre esses limites.

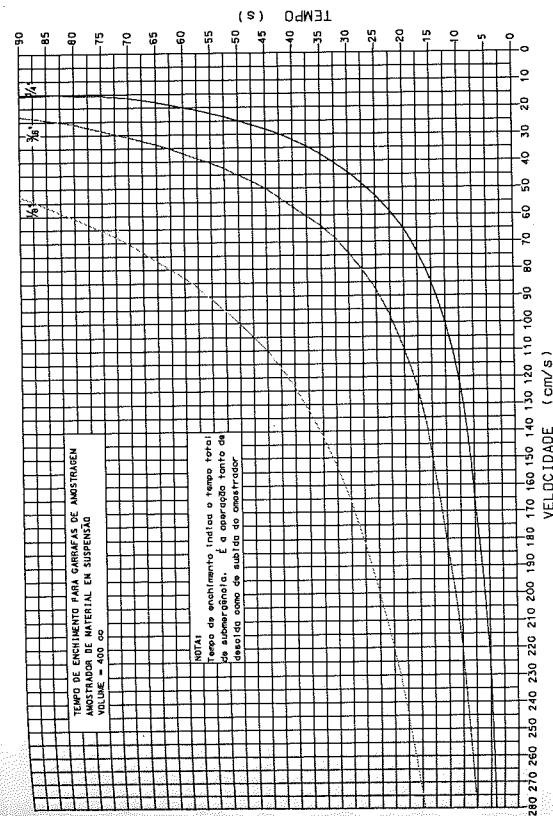


Figura 6.7 - Tempo de enchimento da garrafa, com volume de 400  $\text{cm}^3$ , em processo de amostragem de sedimentos em suspensão (CEMIG, 1965)

A amostragem por integração vertical é executada em uma vertical da seção transversal, havendo a necessidade de definir o número de verticais de coleta, de modo a representar a distribuição do sedimento em suspensão ao longo da seção. Por questões práticas e econômicas o número de verticais pode ser (Carvalho, 1994):

- uma única vertical no meio do rio ou em posição previamente estudada;
- três verticais a 1/4, 1/2 e 3/4 da seção transversal;
- três verticais a 1/6, 1/2 e 5/6 da seção transversal;



- verticais posicionadas a igual incremento de largura (III); e
- verticais posicionadas a igual incremento de descarga (IID).

As amostragens por igual incremento de largura e de descarga são os métodos mais usados e mais recomendados. Ambos os métodos precisam do conhecimento prévio das velocidades e das profundidades na vertical, sendo que o segundo também precisa do conhecimento da distribuição da vazão ao longo da seção. Essas informações provêm da medição de vazão líquida efetuada previamente. Os dois métodos possuem a grande vantagem de, quando aplicados corretamente, permitir a junção das várias amostras, originando uma única análise no laboratório. O método de uma única vertical é utilizado em geral apenas no caso de pequenos cursos de água e os métodos de 3 verticais podem ser utilizados em situações em que se conhece previamente a distribuição dos sedimentos na seção de medição.

### 6.6.1.1.1 Amostragem por igual incremento de largura

Na amostragem com o uso do método III, como o nome indica, a seção transversal é dividida numa série de segmentos de igual largura, para a obtenção de uma série de subamostras. Sendo a velocidade de trânsito idêntica em cada vertical, essas subamostras serão, portanto, compostas de volumes diferentes.

Esse procedimento fornece uma amostra em cada vertical com volume proporcional à vazão na zona amostrada. As subamostras podem ser misturadas em laboratório, para uma só análise de concentração e de granulometria, representando a média da seção transversal.

Para a execução da amostragem, deve-se antes efetuar uma medição de vazão líquida. Costuma-se nesse método usar como verticais de amostragem um subconjunto das próprias verticais usadas na medição de vazão líquida. A título de exemplo, será usada a medição realizada na estação de União da Vitória, no dia 13/03/97 e que consta na Tabela 6.2.

--- COMPANHIA PARANAENSE DE ENERGIA - COPEL - SPE/DPEH ---  
 MEDICÃO DE VAZÃO  
 RIO: IGUAÇU  
 COTAS: 3,76 M 3,76 M  
 LASTRO: 015 KG  
 HIDROM: LEME-NAZIL  
 AFRIC: 25/292  
 OBS: SOBRE A SECAO:  
 SM-01  
 EQUACAO: 0.2588 N - 0.0001 0.0000 < N < 9999.0000  
 AREA: 24200.00 KM2  
 ROT: 1 ROT/SEG  
 PAG. 2

Tabela 6.2 - Medição de vazão em União da Vitória/PR

1	4.00	0.00	0.000	0.00	0.000
2	14.00	4.66	0.527	46.61	24.583
3	24.00	4.85	0.845	48.51	40.979
4	34.00	4.79	0.952	47.91	45.624
5	44.00	4.98	0.986	49.81	49.092
6	54.00	4.94	0.959	49.41	47.365
7	64.00	4.92	0.949	49.21	46.724
8	74.00	4.84	0.894	48.41	43.288
9	84.00	5.11	0.901	51.11	46.074
10	94.00	5.41	0.874	54.11	47.297
11	104.00	5.30	0.875	53.01	46.405
12	114.00	5.52	0.853	55.21	47.120
13	124.00	5.57	0.822	55.71	45.797
14	134.00	5.22	0.799	52.21	41.700
15	144.00	5.15	0.788	51.51	40.615
16	154.00	4.97	0.774	49.71	38.475
17	164.00	4.61	0.825	46.11	38.062
18	174.00	4.36	0.819	43.61	35.728
19	184.00	4.17	0.783	41.71	32.643
20	194.00	3.94	0.761	39.41	29.988
21	204.00	3.78	0.726	37.81	27.438
22	214.00	3.64	0.745	36.41	27.109
23	224.00	3.55	0.693	35.51	24.598
24	234.00	3.71	0.650	37.11	24.110
25	244.00	2.51	0.084	20.84	1.754
26	250.60	0.00	0.000	0.00	0.000

VERT. DIST. PROFUN. VEL. NA VERT. AREA DO SEG. VAZAO NO SEG.  
 OBSERVACAO :  
 PONTO INICIAL : (2) MARGEM DIREITA  
 DATA MED: 13/3/97  
 HELICE : 4079  
 MOLINETE : IH-30  
 COD.DNAE: 65310000 POSTO: UNIAO DA VITORIA  
 MED.DISTANCIA : (1) CABO  
 MED.VELOCIDADE: (1) MOLINETE  
 DADVZ003  
 08/07/01

De posse da medição deve-se proceder da seguinte forma:

- Definir as verticais de amostragem. Neste caso, podem ser as verticais ímpares da própria medição de vazão, da vertical 3 a 23, resultando em 11 verticais de amostragem.
- Escolher entre as verticais de amostragem a de maior produto velocidade x profundidade. Como os amostradores de garrafa possuem um limite de profundidade de 4,5 m e a medição apresenta profundidades acima deste valor, escolheu-se a vertical 5, que apresenta a maior velocidade média.
- Calcular a  $RT_{máx}$  para a vertical selecionada (equação 6.6).

$$RT_{máx} = 0,2 \times 0,986 = 0,1972 \text{ m/s para o bico } 1/8''$$

$$RT_{máx} = 0,4 \times 0,986 = 0,3944 \text{ m/s para o bico } 3/16'' \text{ e } 1/4''$$

- Calcular o  $T_{mín}$  de amostragem para a vertical selecionada (equação 6.5).

$$T_{mín} = 2 \times 4,5 \text{ m} / 0,1972 \text{ m/s} = 46 \text{ s para o bico } 1/8''$$

$$T_{mín} = 2 \times 4,5 \text{ m} / 0,3944 \text{ m/s} = 23 \text{ s para o bico } 3/16'' \text{ e } 1/4''$$

- Verificar o  $T_{máx}$  para enchimento da garrafa no gráfico apresentado na Figura 6.7. Entrando com a velocidade média da vertical 5, que pode ser aproximada para 1 m/s, obtém-se:

$$T_{máx} = 12 \text{ s para o bico } 1/4''$$

$$T_{máx} = 22 \text{ s para o bico } 3/16''$$

$$T_{máx} = 55 \text{ s para o bico } 1/8''$$

- Adotar o bico  $1/8''$ , que permite um tempo de amostragem entre 46 e 55 segundos. Proceder a amostragem na vertical 5, tomando o cuidado de respeitar o tempo. Em caso de erro, repetr a amostragem.
- Calcular o tempo de amostragem das demais verticais, com base no tempo gasto na vertical 5, em que adotou-se neste exemplo 50 segundos. Dividindo-se o dobro da profundidade amostrada pelo tempo gasto na amostragem da primeira vertical (vertical 5), obtém-se uma constante, a razão de trânsito -  $RT$ . Por exemplo:  $RT = (2 \times 4,5 \text{ m}) / 50 \text{ s} = 0,18 \text{ m/s}$ . Para as demais verticais, basta dividir o dobro da profundidade a ser amostrada pela  $RT$ . Assim, para a vertical 21, diminui-se 0,15 m da profundidade total correspondente à zona não amostrada, supondo-se ser esta a constante do equipamento, ficando  $2 \times 3,63 \text{ m} / 0,18 \text{ m/s} = 40 \text{ s}$ . Na Tabela 6.3 são mostrados os tempos de amostragem para todas as verticais da medição usadas como exemplo.

Tabela 6.3 - Verticais utilizadas no método III

Vertical da medição de vazão	Profundidade total (m)	Profundidade amostrada (m)	Razão de trânsito (m/s)	Tempo de amostragem (s)
MD	0	-	-	-
3	4,85	4,50	0,18	50
5	4,98	4,50	0,18	50
7	4,92	4,50	0,18	50
9	5,11	4,50	0,18	50
11	5,30	4,50	0,18	50
13	5,57	4,50	0,18	50
15	5,15	4,50	0,18	50
17	4,61	4,46	0,18	50
19	4,17	4,02	0,18	45
21	3,78	3,63	0,18	40
23	3,55	3,40	0,18	38
ME	0	-	-	-

Observa-se que no caso a zona não amostrada chega a 1,27 m (vertical 13), o que correspondente a 22,8% da profundidade devido ao fato da profundidade de amostragem não ultrapassar 4,50 m em

função das limitações do tipo de amostrador.

### 6.6.1.1.2 Amostragem por igual incremento de descarga

O método de amostragem por igual incremento de descarga (IID) exige o conhecimento prévio da velocidade nas verticais e da distribuição da vazão ao longo da seção. Consiste em dividir a vazão em partes iguais, de acordo com o número de verticais que se pretende amostrar, e coletar as amostras por integração vertical de forma que também divida estas subseções em duas partes iguais de vazão.

Como cada amostra representa uma parte igual de vazão, o volume amostrado deverá ser também igual, devendo-se ajustar a razão de trânsito em função da velocidade na vertical amostrada. Desta forma, as amostras poderão ser misturadas no laboratório e originar uma única análise.

Neste método sugere-se que sejam feitas entre 5 e 15 verticais de amostragem, variando em função da largura do rio e das exigências do laboratório. Quando a amostra destina-se à análise de concentração 5 verticais são suficientes, devendo-se aumentar para 15 verticais quando se pretende analisar a granulometria do material coletado.

O procedimento no campo poderá ser feito da seguinte forma:

- Uma medição de descarga líquida é efetuada no campo na seção onde será feita a amostragem. A Tabela 6.2 mostra a medição realizada em União da Vitória, no dia 13/03/97 e que será utilizada neste exemplo.
- A partir da medição de descarga líquida monta-se uma tabela para o cálculo das porcentagens acumuladas das descargas parciais, como na Tabela 6.4.
- A partir dos dados da Tabela 6.4, constrói-se um gráfico com as colunas "Distância" (abcissas), "Profundidade" e " $q/Q$  acum." (ordenada), como mostra a Figura 6.8.

Tabela 6.4 – Cálculo para o traçado do gráfico de porcentagens de vazões acumuladas para uso no método IID

Distância (m)	Profundidade (m)	Vazão Parcial	$q/Q$ (%)	$q/Q$ acum. (%)
4	0	-	-	-
14	4,66	24,583	2,75	2,75
24	4,85	40,979	4,59	7,35
34	4,79	45,624	5,11	12,46
44	4,98	49,092	5,50	17,96
54	4,94	47,365	5,31	23,26
64	4,92	46,724	5,23	28,50
74	4,84	43,288	4,85	33,35
84	5,11	46,074	5,16	38,51
94	5,41	47,297	5,30	43,81
104	5,30	46,405	5,20	49,01
114	5,52	47,120	5,28	54,29
124	5,57	45,797	5,13	59,42
134	5,22	41,700	4,67	64,09
144	5,15	40,615	4,55	68,64
154	4,97	38,475	4,31	72,95
164	4,61	38,062	4,26	77,22
174	4,36	35,728	4,00	81,22
184	4,17	32,643	3,66	84,88
194	3,94	29,988	3,36	88,24
204	3,78	27,438	3,07	91,31
214	3,64	27,109	3,04	94,35
224	3,55	24,598	2,76	97,10
234	3,71	24,110	2,70	99,80
244	2,51	1,754	0,20	100,00
250,6	0	-	-	-
Total		892,568		



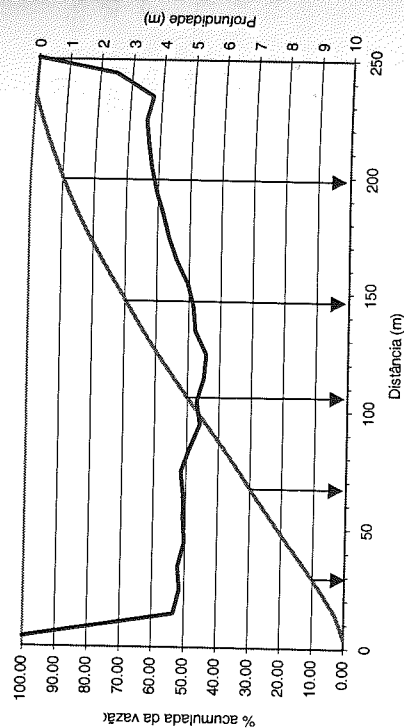


Figura 6.8 – Gráfico para determinação das verticais de amostragem pelo método IID

- d) Define-se o número de verticais e lê-se no gráfico (Figura 6.8) as distâncias, a partir do *PI* em que devem ser feitas as amostragens. Neste exemplo serão amostradas cinco verticais. Assim, divide-se a porcentagem acumulada da vazão em cinco partes iguais: 0-20%, 20-40%, 40-60%, 60-80% e 80-100%, e marca-se as verticais de amostragem na vazão correspondente à metade de cada intervalo: 10%, 30%, 50%, 70% e 90%. As verticais de amostragem estão marcadas na Figura 6.8. As distâncias a partir do *PI* e as profundidades lidas no gráfico para cada vertical, são mostradas na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Verticais de amostragem pelo método IID

Vertical	Distância (m)	Profundidade (m)
V1	30	4,80
V2	67	4,90
V3	106	5,30
V4	147	5,10
V5	198	3,80

- e) Com base na velocidade média das verticais define-se a razão de trânsito máxima, e com os dados de profundidade, o tempo mínimo de amostragem. De posse desses dados, escolhe-se o bico

a ser utilizado na amostragem, que não precisa ser necessariamente o mesmo para todas as verticais.

### 6.6.1.1.3 Amostragem com amostrador de saca

O amostrador de saca é um equipamento semelhante aos tratados até aqui para amostragem de sedimentos em suspensão por integração vertical, utilizando inclusive os mesmos diâmetros de bicos. A diferença fundamental é que utiliza uma saca de plástico em substituição a garrafa, permitindo amostragem em rios profundos ( $P_m > 5,0$  m), uma vez que a capacidade da saca é em torno de 3 litros.

Na operação, o amostrador deve ser utilizado com lastro em rios com alta velocidade (amostradores leves), e a saca deve estar isenta de ar internamente no momento da montagem. Deve-se observar ainda, a necessidade de se calcular a razão de trânsito máxima e o tempo mínimo de amostragem para o bom funcionamento dos bicos.

### 6.6.1.2 Amostragem pontual

O método de amostragem pontual é aplicado quando se deseja conhecer a distribuição da concentração e da granulometria do sedimento na vertical. Este método também pode ser útil quando se deseja calibrar informações obtidas indiretamente sobre a distribuição dos sedimentos na seção, como por exemplo a intensidade do eco de retorno medido por um ADCP.

O equipamento é semelhante ao utilizado em integração vertical, com a diferença de possibilitar um controle sobre a abertura e o fechamento da entrada da mistura água/sedimento (Foto 6.5). Também neste caso deve-se calcular o tempo máximo de exposição em função da velocidade da corrente no ponto amostrado e do diâmetro do bico utilizado no amostrador, considerando-se 3/4 da capacidade da garrafa como limite máximo.



Figura 6.5 - Amostrador pontual de sedimentos em suspensão com controle eletrônico, US P-61-A1 (Fonte: <http://fisp.wes.army.mil/>)

O amostrador pontual também pode ser utilizado na amostragem por integração vertical, inclusive apresenta a vantagem de permitir, nas medições em rios profundos, a realização de amostragem por trechos da vertical, ou então, coletar a amostra somente durante a subida do equipamento, dobrando assim a profundidade de amostragem em relação aos amostradores convencionais de integração vertical.

O número de verticais pode ser igual ao adotado pelo método de igual incremento de largura, e o número de amostras por vertical pode ser igual ao de uma medição detalhada de vazão. Para levantamentos expeditos pode-se utilizar um número menor de pontos por vertical, como: 1 ponto a 0,6 de profundidade; 2 pontos a 0,6 e 0,2; ou 3 pontos a 0,5 e próximos ao leito e à superfície (Morris e Fan, 1997).

Destaca-se que o método pontual só é vantajoso em estudos especiais: como a determinação do perfil de concentração ao longo da vertical. Para uma operação rotineira deve-se dar preferência aos métodos de integração vertical.

### 6.6.2 Medição da descarga sólida do leito

Existem diversas formas de medição direta da descarga sólida do leito, com a característica de serem de difícil operacionalização e, portanto, de pouco uso prático. Entre os métodos de medição direta da descarga sólida do leito, destacam-se: as medições por meio de armadilhas, usando estruturas fixas com poços ou fendas no leito do

rio, ao longo da seção transversal; e medições utilizando amostradores portáteis para sedimentos do leito e o uso de radioisótopos (traçadores).

Outra forma de obter a descarga sólida do leito é subtrair a descarga em suspensão da descarga sólida total, a qual pode ser determinada medindo-se a descarga sólida em suspensão a jusante de locais que provocam uma forte turbulência no fluxo (p. ex., corredeira) de modo que a carga do leito fique temporariamente em suspensão. A descarga sólida total também pode ser determinada pelo acompanhamento do assoreamento de reservatórios com volume conhecido ou por levantamentos batimétricos periódicos em estuários e baías.

Em função das dificuldades inerentes às medições diretas, desenvolveram-se vários métodos semi-empíricos para o cálculo da parcela de sedimento do leito, a partir de variáveis mais facilmente medidas, como: características do escoamento; quantidade e granulometria dos sedimentos em suspensão; e granulometria do material do leito. A amostragem do material do leito para uso em equações de cálculo da vazão sólida total é considerada uma medição indireta da descarga sólida do leito (item 6.6.3.1). Entre os métodos indiretos para estimar a descarga sólida do leito o chamado método de Einstein modificado é talvez o mais conhecido e usado na prática.

Os métodos de “armadilha” e de “acompanhamento do assoreamento de reservatório” podem ser considerados os mais precisos, no entanto são de difícil implementação prática por razões óbvias.

A forma mais viável de medição da descarga sólida do leito é por meio do emprego de amostradores portáteis, dentre os quais destacam-se dois tipos que funcionam por diferença de pressão, os modelos Arnhem e Halley-Smith (Figura 6.9). Nestes amostradores o fluxo entra no bocal praticamente na mesma velocidade do fluxo no canal e os sedimentos são retidos em uma saca com malha que permite a passagem da água. A Foto 6.6 apresenta amostradores modelo Halley-Smith de operação com guincho hidrométrico e para medição a vau.



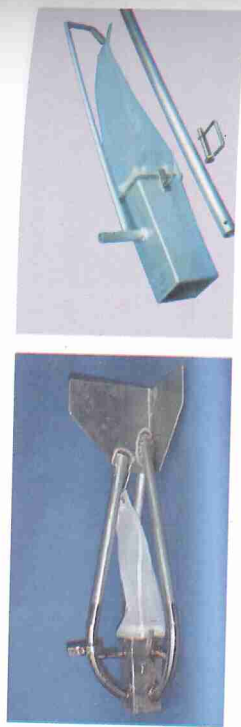


Foto 6.6 Amostradores modelo Halley-Smith de operação com guincho hidrométrico (esquerda) e com haste para medição a vau (direita) (Fonte: <http://fisp.wes.army.mil/>)

Estes amostradores são de fácil operação em balsas ou barcos de pequeno porte. São operados com guincho hidrométrico e devem ser descidos com cuidado e colocados lentamente no leito, de forma a provocar o mínimo de perturbação. O amostrador deverá ser içado com cuidado, após permanecer um tempo, cronometrado, suficiente para coletar um volume razoável de amostra, que não deverá exceder a 50% de sua capacidade. O tempo é experimental, não devendo ser inferior a 30 segundos e o número de verticais amostradas deve ser superior a 20, posicionadas a igual incremento de largura (Ryan e Troendle, 1997). Para cada vertical recomenda-se repetir a amostragem para obter uma média mais significativa.

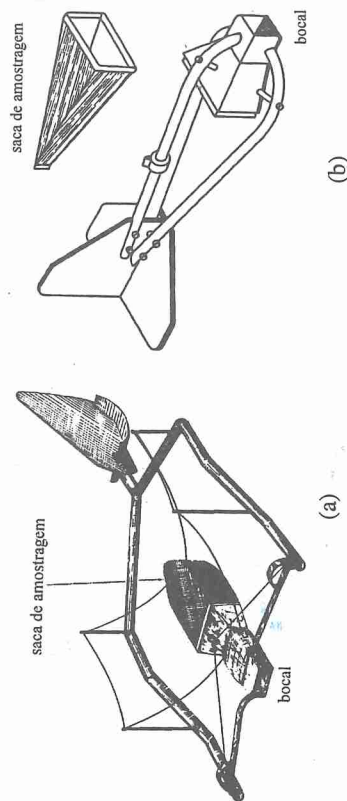


Figura 6.9 - Amostradores de descarga sólida do leito: Arnhem (a) e Halley-Smith (b)

Os amostradores devem ser calibrados quanto à sua eficiência. Isso é necessário porque o amostrador que é colocado no leito perturba o escoamento natural, modificando a descarga sólida. Os amostradores possuem uma eficiência hidráulica, que varia com o volume de sedimento coletado, e uma eficiência de retenção, que varia com a granulometria do sedimento transportado pelo rio.

A eficiência dos amostradores varia em relação ao tamanho (área) do bocal, taxa de alargamento da entrada, tamanho da malha da saca de amostragem, textura do material e quantidade coletada (Thomas e Lewis, 1993). Portanto, deve-se optar por amostradores padronizados e o tamanho do bocal e da malha da saca devem ser condizentes com a textura do material a ser coletado.

Apesar dessas limitações os amostradores quando utilizados de forma adequada apresentam bons resultados. Comparações feitas entre a textura de sedimentos coletados por um amostrador Halley-Smith com bocal de 7,62 x 7,62 cm e os sedimentos depositados em um reservatório a jusante, indicam que o amostrador captou mais de 85% dos tamanhos de grãos (Ryan e Troendle, 1997). Isto evidencia que mesmo os amostradores pequenos são capazes de captar a maioria dos tamanhos de grãos transportados. A Figura 6.10 mostra uma comparação entre a previsão de acumulação anual feita por meio de medições com amostradores portáteis e a acumulação de sedimentos medida em um reservatório.

Segundo Gomes (1998) existem dois tipos de erros associados ao uso de amostradores na medição da descarga sólida do leito:

- instrumental – os amostradores alteram as condições naturais do escoamento e a dinâmica do transporte, e frequentemente são utilizados em condições para as quais não foram calibrados; e
- processual – as taxas de descarga sólida do leito variam no tempo e no espaço e o processo de amostragem não representa fielmente a realidade.

Embora não possam ser evitados, estes erros podem ser minimizados escolhendo-se o amostrador mais adequado às condições locais, fazendo um grande número de repetições nas amostragens e programando adequadamente a frequência das medições.



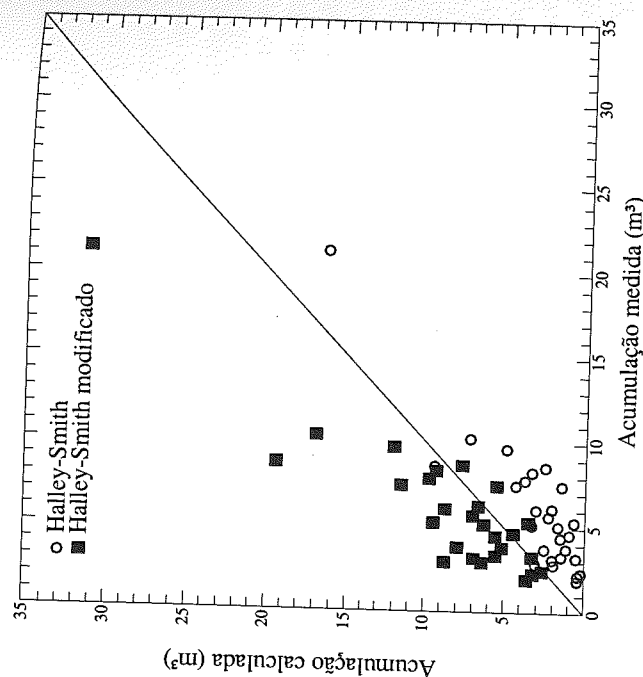


Figura 6.10 - Comparação entre a previsão de acumulação anual feita por meio de medições com amostradores portáteis e a acumulação de sedimentos medida em um reservatório (Ryan, 1998)

A medida do transporte de sedimentos do leito por meio de radioisótopos baseia-se em princípios semelhantes das medições de vazão pelo método químico. Mistura-se ao material do fundo do rio partículas contendo certa quantidade de elementos radioativos e mede-se a variação da concentração dos mesmos ao longo do tempo e do espaço. Supondo-se que todo o material de fundo se move de maneira idêntica à parcela radioativa, pode-se partir da distribuição espaço-temporal da intensidade de radiação para determinar a descarga sólida do material do fundo. Este método foi utilizado para medida de transporte sólido de fundo no Rio Paraná, nos estudos de sedimentação do reservatório de Itaipu e também no rio da Prata, em estudos de assoreamento de canais de navegação (Bandeira et al., 1998). Entre os radioisótopos mais utilizados neste tipo de estudo destacam-se o  $Au^{198}$ ,  $I^{132}$ ,  $Tc^{99}$  (Pinto et al., 1998). Os elementos portadores são em geral vidro moído, que possui densidade igual à da

areia. Durante o acompanhamento do deslocamento do material radioativo determinam-se tanto o deslocamento do baricentro da nuvem radioativa como também a sua dispersão. A vazão sólida do fundo pode ser estimada pela relação:

$$Q_s = \rho \cdot v_m \cdot b \cdot e \quad (t/dia) \quad (6.8)$$

Onde:  $\rho$  - densidade do material ( $t/m^3$ );  
 $v_m$  - velocidade de deslocamento do baricentro da nuvem (m/dia);  
 $b$  - largura do canal (m);  
 $e$  - espessura da camada arrastada estimada a partir da distribuição da radiação em profundidade (m).

A medida da intensidade radioativa é feita, via de regra, por contadores cintiloscópicos. Devido ao tempo relativamente longo que dura uma campanha de medição é importante também levar em conta o decaimento dos traçadores utilizados, fenômeno este que diminui a atividade de um elemento radioativo ao longo do tempo.

A principal dificuldade do método de medida com radioisótopos é obter uma mistura adequada dos elementos marcadores com o material do fundo que, no caso de estuários e grandes rios, pode representar um problema considerável.

### 6.6.3 Outras medições

Além das medidas diretas de descargas sólidas de arraste e de suspensão, podem-se fazer outras medições de campo que auxiliam na determinação dos volumes de sedimentos transportados e permitem calibrar os aparelhos, bem como avaliar os erros a eles associados. Essas medições incluem a amostragem do material do leito e batimetria de reservatórios.

#### 6.6.3.1 Amostragem de material do leito

As informações do material do leito, principalmente sua

natureza e granulometria, são necessárias para a aplicação de muitas das fórmulas de cálculo da descarga sólida por arraste.

As informações do material do leito são recolhidas por meio da coleta de amostras. Basicamente são empregados dois tipos de amostradores: os limnológicos (Foto 6.7), para rios com baixa velocidade; e para rios com velocidade mais alta, os amostradores especiais do tipo penetração vertical de escavação (Foto 6.8 e Figura 6.11). Deve-se atentar para a vedação do equipamento, de maneira que a amostra não seja qualitativamente deformada (lavada) no processo de subida do equipamento.



Foto 6.7 - Amostrador do material do leito do tipo limnológico (Petersen)



Foto 6.8 - Amostrador do material do leito do tipo penetração vertical de escavação (US-BM-54)

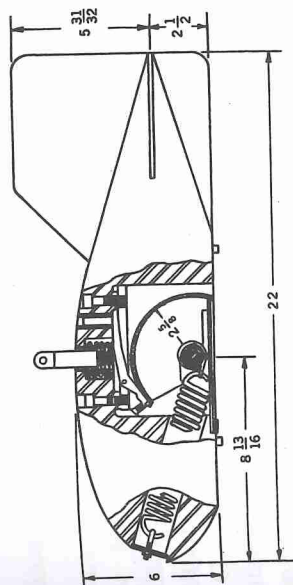


Figura 6.11 - Esquema do amostrador do material do leito do tipo penetração vertical de escavação (dimensões em polegadas)

Normalmente amostra-se com igual incremento de largura, fazendo-se no mínimo três verticais (p. ex., verticais a 1/4, 1/2 e 3/4 da largura da seção transversal). No entanto, a amostragem pode ser feita em função do método adotado para a medição em suspensão, fazendo-se um número menor de verticais de amostragens, definido de forma a representar a heterogeneidade do material ao longo da seção transversal.

As diversas subamostras deverão ter aproximadamente a mesma quantidade de material, serem acondicionadas individualmente em sacos plásticos e etiquetadas adequadamente. Os amostradores aqui discutidos são adequados apenas para o caso de leitos arenosos. No caso de leito constituído de cascalho ou seixos outras técnicas de amostragem são necessárias, conforme discutido por Church et al. (1987) apud Morris e Fan (1997). As dificuldades inerentes à amostragem nessas condições levam ao uso de equipamentos de escavação operando em regiões rasas ou sobre barras expostas durante períodos de estiagem. Também o leito de rios com proporção significativa em cascalho são geralmente "armados", isto é, possuem uma camada superficial muito mais grossa que as camadas subjacentes. Por exemplo, a camada superficial pode não conter areia, enquanto que as camadas subjacentes contêm mais de 50% de areia. Muitas vezes ainda, fica pouco prático o envio de seixos grandes ao laboratório, sendo então medidos no campo (com trena ou paquímetro) e apenas a parte mais fina é enviada para análise.

### 6.6.3.2 Batimetria de reservatórios

Os reservatórios interceptam grande parte dos sedimentos transportados pelos rios. Estudos sedimentométricos normalmente são efetuados antes da construção da barragem para permitir uma previsão do volume a ser assoreado e da vida útil do reservatório. O tempo de vida útil é contado desde a construção até que o reservatório fique assoreado, em uma condição que não serve aos propósitos para o qual foi construído.

Para fazer a previsão do volume de acumulação de sedimentos em um reservatório, devido a sua dificuldade e sujeição a erros, é desejável que se determine o volume e peso do sedimento acumulado, em certos intervalos específicos de tempo, durante toda a vida útil do reservatório (Bruk, 1985 apud Carvalho, 1994). A determinação do volume e do peso do sedimento acumulado pode ser útil para:

- estimar a produção de sedimentos de uma área contribuinte ou de regiões em estudos de recursos hídricos;
- avaliar os danos devido ao sedimento;
- fornecer dados básicos para planejamento e projeto de outros reservatórios;
- avaliar os efeitos de medidas de proteção de bacias hidrográficas;
- determinar a distribuição de sedimentos no reservatório;
- prever a perspectiva de vida ou período de operação útil do reservatório; e
- calibrar e validar fórmulas e equipamentos de medida da carga de sedimentos suspensos e do leito.

Carvalho (1994) cita que os levantamentos sedimentométricos de reservatórios incluem levantamentos topobatimétricos, estudos das características do sedimento do leito, conformação e distribuição dos depósitos, investigação de focos de erosão nas margens, degradação do canal a jusante da barragem, bem como aspectos ambientais decorrentes. O levantamento topobatimétrico do reservatório permite:

- determinar o volume de água ou capacidade do reservatório;
- determinar a área do espelho de água;
- determinar o perfil do leito do rio;
- determinar as curvas cota x área e cota x volume;
- verificar características físicas dos sedimentos acumulados;
- quantificar o sedimento assoreado no período, por comparação com levantamentos anteriores ou com o mapa da época da formação do reservatório;
- determinar a capacidade de retenção de sedimentos; e
- determinar a descarga sólida média afluente ao reservatório.

A frequência dos levantamentos sedimentométricos em reservatórios depende de alguns fatores, principalmente do valor de acumulação de sedimentos, do tamanho do reservatório e do custo financeiro. O fator mais importante na determinação da frequência de levantamentos em reservatórios é a quantidade de carga sólida afluente, a qual, quando com valor elevado, indica que os mesmos estão sujeitos a serem assoreados em menos tempo e devem ser levantados com maior frequência (Vanoni, 1977). É importante efetuar levantamentos sempre que houver uma mudança na capacidade do reservatório superior a 5% e também após a ocorrência de cheias de grande magnitude.

Os dois métodos mais comuns empregados no levantamento de reservatórios são: método de levantamento de contorno e método de levantamento de linhas topobatimétricas. O primeiro usa essencialmente os procedimentos de mapeamento topográfico por aerofotogrametria e é adequado para o levantamento original do reservatório, ou seja, antes da formação do mesmo. O volume do reservatório é calculado a partir das áreas correspondentes às diferentes curvas de nível e das diferenças de elevação entre elas.

O segundo consiste na definição e determinação em campo de seções transversais de monitoramento. Pode ser utilizado em todos os tipos de reservatórios, mas é mais comum no caso daqueles alongados



onde a definição de seções transversais é mais óbvia. No caso de reservatórios com muitos braços secundários, cada braço deve ser levantado separadamente.

Evidentemente as curvas de nível submersas para aplicação do método do contorno podem ser obtidas por interpolação a partir das seções transversais levantadas. Carvalho (1994) apresenta as seguintes recomendações na definição das seções transversais de monitoramento:

- o levantamento topobatimétrico deve ser realizado em linhas transversais bem definidas e a fim de permitir a comparação posterior. As seções devem ser sempre materializadas com marcos nas margens e amarradas à rede geodésica se existente e/ou a acidentes geográficos notáveis;
- um exame de levantamentos antigos e de mapas da época da formação do reservatório deve ser feito para auxiliar na escolha das seções, na localização dos marcos e mesmo no desenho das seções, escolha da escala e preparação de novos mapas;
- o levantamento será mais preciso quanto mais próximos forem os perfis levantados, os quais deverão estar mais densos na área do delta de deposição dos sedimentos (entrada do reservatório) e nas proximidades de trechos de forte declividade;
- seções transversais devem ser localizadas na boca de todos os principais braços do reservatório (foz dos principais afluentes), sendo que a rede de linhas deve se estender a todos os tributários e, especialmente, no curso principal até a montante da área de remanso.

Levantamento feito em 57 reservatórios com áreas entre 30 e 15000 hectares mostra que em média o número ideal de seções topobatimétricas pode ser obtido pela relação (Morris e Fan, 1997):

$$N_{ST} = 2,942 \cdot A^{0,3652} \quad (6.9)$$

Onde:  $N_{ST}$  - número de seções topobatimétricas; e  
 $A$  - área do reservatório (ha).

Esta relação deve ser utilizada apenas para estimar preliminarmente o número de seções topobatimétricas, pois as mesmas devem representar satisfatoriamente o volume do reservatório, que depende fundamentalmente de sua geometria.

Yuqian (1989) apresenta um procedimento para definição do número de seções transversais de monitoramento necessárias na utilização do método do levantamento de linhas topobatimétricas. O levantamento inicial da capacidade do reservatório é feito utilizando-se o método de levantamento do contorno. No mapa topográfico preliminar, adota-se um número inicial de seções transversais igualmente espaçadas, desenhadas aproximadamente perpendiculares à curva de nível correspondente ao nível máximo normal do reservatório.

A capacidade ou volume do reservatório na condição de nível máximo normal é calculado pelo método de levantamentos de linhas topobatimétricas e é comparado com o volume calculado pelo método de levantamento de contorno. A diferença entre os valores de capacidade obtidos pelos dois métodos não deve ser superior a  $\pm 5\%$ , usando o volume calculado pelo método do levantamento do contorno como referência. No caso da diferença ser inferior a  $\pm 5\%$ , o número de seções transversais inicialmente adotado é diminuído, por razões econômicas, até atingir o limite de  $\pm 5\%$ . Caso contrário, aumenta-se o número de seções transversais até se respeitar o limite estipulado.

O volume calculado pelo método do levantamento do contorno ou pelo método do levantamento das linhas topobatimétricas pode ser obtido de diferentes modos. A regra dos trapézios é a fórmula mais simples para o cálculo do volume e é representada por:

$$V = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^m (A_{i-1} + A_i) L_i \quad (6.10)$$

Onde:  $V$  - volume ou capacidade do reservatório;

$A_i$  - área referente a uma determinada curva de nível (método do contorno) ou área referente a uma determinada seção transversal (método das linhas topobatimétricas) ( $m^2$ );

$L_i$  - diferença de elevação entre as curvas de nível  $i-1$  e  $i$  (método do contorno) ou distância entre as seções transversais  $i-1$  e  $i$  (método das linhas topobatimétricas) (m); e  
 $n$  - número de curvas de nível ou de seções transversais consideradas indexadas de 0 a  $m=n-1$ .

Se a topografia é muito ondulada e quando  $(A_1 - A_2) \geq 0,4$  ( $A_1 + A_2$ ) pode ser utilizada a fórmula prismática (Yuqian, 1989) dada por:

$$V = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^n (A_{i-1} + A_i + \sqrt{A_i A_{i-1}}) L_i \quad (6.11)$$

Pode-se também aplicar a regra de Simpson para o cálculo do volume ou capacidade do reservatório (Carvalho, 1994). A regra de Simpson exige a utilização de número ímpar de curvas de nível ou de seções transversais. Para  $n$  curvas de nível ou  $n$  seções transversais igualmente espaçadas, a regra de Simpson é dada por:

$$V = \frac{L}{3} [A_0 + 4(A_1 + A_3 + \dots + A_{m-1}) + 2(A_2 + A_4 + \dots + A_{m-2}) + A_m] \quad (6.12)$$

CEHPAR (1998) apresenta o desenvolvimento matemático para obtenção de regra de integração numérica para pontos com espaçamento variável, a partir da regra de Simpson. O referido procedimento pode ser aplicado quando o espaçamento entre as curvas de nível ou entre as seções transversais não é constante. Este caso na prática é a regra, pois a escolha do local de cada seção depende de muitos fatores sendo o espaçamento uniforme pouco provável. O procedimento numérico é representado pelas equações a seguir:

$$V = \frac{1}{3} \left[ \sum_{i=1}^{m/2} (w_{2i-2} A_{2i-2} + w_{2i-1} A_{2i-1} + w_{2i} A_{2i}) \right] \quad (6.13)$$

Onde:  $A$  e  $m$  - como definido anteriormente; e  
 $w_i$  - ponderadores.

Os ponderadores da equação 6.13 são definidos pelas equações a seguir:

$$w_{2i-2} = \frac{2L_{2i-1}^2 + L_{2i-1}L_{2i} - L_{2i}^2}{2L_{2i-1}} \quad (6.14)$$

$$w_{2i-1} = \frac{(L_{2i-1} + L_{2i})^3}{2L_{2i-1}L_{2i}} \quad (6.15)$$

$$w_{2i} = \frac{-L_{2i-1}^2 + L_{2i-1}L_{2i} + 2L_{2i}^2}{2L_{2i}} \quad (6.16)$$

Onde:  $L_{2i-1}$  - diferença de elevação entre as curvas de nível  $(2i-1)$  e  $(2i-2)$  (método do contorno) ou espaçamento entre as seções transversais  $(2i-2)$  e  $(2i-1)$  (método das linhas topobatimétricas); e  
 $L_{2i}$  - diferença de elevação entre as curvas de nível  $(2i)$  e  $(2i-1)$  (método do contorno) ou espaçamento entre as seções transversais  $(2i-2)$  e  $(2i-1)$  (método das linhas topobatimétricas).

Alternativamente, pode-se utilizar as funções geoestatísticas disponíveis em *softwares* de geoprocessamento para determinação do volume de reservatórios, podendo-se inclusive modelar a evolução do assoreamento por meio de modelos numéricos do terreno.

Uma vez definido o número e a localização das seções transversais, o levantamento de campo pode ser feito com ecobatímetros, nível topográfico, teodolito e DGPS, conforme descrito no capítulo 3.

#### 6.6.4 Análises de laboratório

Para uma melhor eficiência das medições de sedimentos é interessante que as equipes de campo mantenham permanente contato

com a equipe de laboratório, onde são analisadas as amostras coletadas em campo. Também é interessante que a equipe que realiza o tratamento das informações o faça de maneira contínua e esteja em permanente contato com as equipes de campo.

As análises de laboratório envolvem basicamente dois tipos de amostras: de sedimentos em suspensão; e de sedimentos do leito, do qual fazem parte as amostras da descarga sólida do leito e as amostras de material do leito.

As análises mais usais para cada tipo de amostra são listadas a seguir (Carvalho, 1994):

- amostras de sedimentos em suspensão: concentração de sólidos em suspensão e de sólidos dissolvidos, granulometria e temperatura; e
- amostras de sedimentos do leito (carga e material): granulometria, peso específico aparente, peso específico real e peso seco do sedimento.

Algumas dessas análises podem ser feitas por diferentes métodos. A precisão pode depender tanto do método (USGS, 2000) quanto da quantidade de material utilizado. Para a determinação da granulometria do material do leito, pelo processo de peneiramento, é necessário em torno de 1 kg de amostra seca. A Tabela 6.6 apresenta o volume de amostra necessário para determinar a concentração de sedimentos em suspensão. Na determinação da granulometria do material em suspensão a quantidade de amostra necessária é bem maior e irá depender da concentração de sedimentos na amostra e do método utilizado. Assim, destaca-se novamente a necessidade de intercâmbio de informações entre as equipes de campo e laboratório.

Tabela 6.6 – Volume necessário das amostras para determinação da concentração de sedimentos em suspensão (WMO, 1981)

Concentração esperada (ppm, mg/l, g/m <sup>3</sup> )	Volume da amostra (litro)
> 100	1
50 – 100	2
20 – 30	5
< 20	10

## 6.7 CÁLCULO DA DESCARGA SÓLIDA

A descarga sólida total é considerada como sendo composta de duas parcelas distintas:

$$Q_{st} = Q_{ss} + Q_{sl} \quad (6.17)$$

Onde:  $Q_{st}$  - descarga sólida total (t/dia);

$Q_{ss}$  - descarga sólida em suspensão (t/dia); e

$Q_{sl}$  - descarga sólida do leito (t/dia).

### 6.7.1 Descarga sólida em suspensão

A descarga sólida em suspensão medida é, por definição, o produto da concentração de sedimentos em suspensão pela vazão líquida medida no momento da amostragem (Vanoni, 1977). Portanto, o cálculo da descarga sólida em suspensão é o mais simples de ser realizado e também o que oferece uma melhor aproximação da realidade. Resulta da multiplicação da descarga líquida pela concentração de sedimentos e por uma constante de transformação de unidades:

$$Q_{ss} = 0,0864 \times Q_l \times C_s \quad (t/dia) \quad (6.18)$$

Onde:  $Q_l$  - vazão líquida (m<sup>3</sup>/s); e

$C_s$  - concentração de sedimentos em suspensão (ppm ou mg/l).

Esta fórmula é utilizada quando a concentração é obtida de uma única análise representativa da seção transversal, ou seja, quando a medição é feita pelos métodos IIL ou IID e as subamostras de uma mesma seção transversal são reunidas antes da análise de concentração feita no laboratório.

Quando a análise da concentração é feita separadamente para cada uma das subamostras, o cálculo da descarga sólida em suspensão deverá ser feito por trechos da seção transversal, considerando as vazões parciais que cada amostra representa.



Dependendo da finalidade do estudo a descarga sólida em suspensão inclui ou não os sólidos dissolvidos. Por exemplo, se o objetivo do estudo é avaliar o assoreamento de reservatórios ou estuários os sólidos dissolvidos não devem ser incluídos, pois não são geralmente decantados no reservatório. Por outro lado, estudos voltados à qualidade da água requerem obviamente a avaliação tanto dos sólidos dissolvidos como os em suspensão.

### 6.7.2 Determinação direta da descarga sólida do leito

A descarga sólida do leito pode ser obtida a partir de dados medidos diretamente ou calculada de forma indireta.

No cálculo da descarga sólida do leito a partir da amostragem da descarga sólida do leito, deve-se considerar a área de captação do bocal, o peso seco do material amostrado, o tempo de amostragem e a eficiência do amostrador, além das informações relativas à geometria da seção de medição.

A descarga sólida do leito para uma dada vertical de amostragem ( $i$ ) vale:

$$q_{sl(i)} = \frac{M_{(i)}}{L \cdot t} \quad (6.19)$$

Onde:  $q_{sl}$  - descarga sólida do leito medida na vertical de amostragem (kg/s.m);

$M$  - peso seco da amostra (kg);

$L$  - largura do bocal do amostrador (m);

$t$  - tempo de amostragem; e

$i$  - vertical considerada.

A descarga sólida do leito na seção transversal é dada por:

$$Q_{sl} = 86,4 \sum_{i=1}^m \frac{(q_{sl(i-1)} + q_{sl(i)})}{2} \cdot \frac{li}{E_R} \quad (6.20)$$

Onde:  $Q_{sl}$  - descarga sólida do leito (t/dia);

$q_{sl}$  - descarga sólida do leito medida na vertical de amostragem (kg/s.m);

$l_i$  - largura do segmento correspondente à vertical  $i$  (m); e

$E_R$  - eficiência de retenção ou de amostragem do equipamento.

### 6.7.3 Determinação indireta da descarga sólida do leito

No cálculo indireto da descarga sólida são utilizadas diversas equações semi-empíricas que usam informações auxiliares, como: concentração e granulometria do material em suspensão, natureza e granulometria do material de fundo e informações relativas às condições de escoamento na seção de medição.

As dificuldades operacionais nas medições diretas de descarga sólida do leito fez com que as pesquisas no campo teórico e experimental evoluíssem bastante. Para a determinação indireta da descarga sólida de leito (ou total) as equações mais utilizadas são Colby, Einstein e Meyer-Peter e Muller:

a) Colby:

$$Q_{sl} = q_{sl} \cdot L \cdot K + 0,0864 \cdot C_s \cdot \dot{Q}_l \quad (6.21)$$

Onde:  $Q_{sl}$  - descarga sólida total (t/dia);

$q_{sl} = 39 \cdot V^{3,36}$  - descarga sólida do leito por unidade de largura (t/dia.m);

$V$  - a velocidade média do fluxo na seção (m/s);

$L$  - largura da seção (m);

$K = 1,18 \cdot \sqrt{C_s / C_r}$  - fator de correção;

$C_s$  - concentração de sedimentos em suspensão (ppm ou mg/l);

$C_r$  - concentração relativa, obtida na Figura 6.12 em função da velocidade e profundidade da seção; e

$\dot{Q}_l$  - vazão líquida (m³/s).

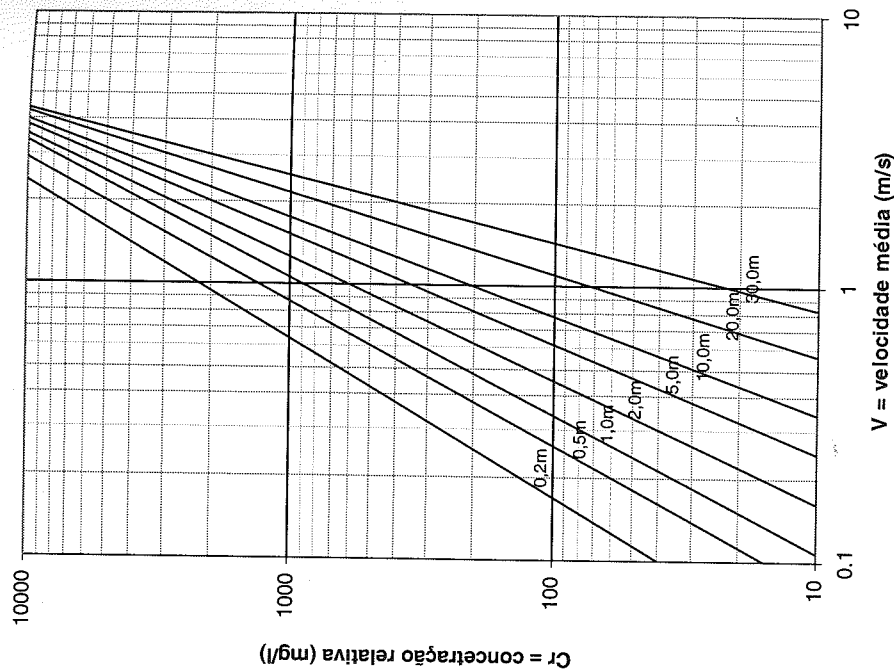


Figura 6.12 – Gráfico para obtenção da concentração relativa ( $C_r$ ) do método de Colby (Carvalho, 1994)

- b) Einstein definiu os parâmetros  $\phi$  e  $\psi$  para o cálculo da descarga sólida por unidade de largura ( $q_{sl}$ ) por meio das equações 6.22 e 6.23, as quais são relacionadas pelo gráfico apresentado na Figura 6.13.

$$\phi = \frac{qb}{\gamma_s} \left( \frac{\gamma_f}{\gamma_s - \gamma_f} \right)^{1/2} \cdot \left( \frac{1}{g \cdot d^3} \right)^{1/2} \quad (6.22)$$

$$\psi = \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\gamma_f} \cdot \frac{d_{35}}{R_b \cdot S} \cdot \frac{n}{n'} \quad (6.23)$$

Onde:  $q_{sl}$  – descarga sólida do leito por unidade de largura (N/s.m);

$\gamma_s$  – peso específico do sedimento (N/m<sup>3</sup>);

$\gamma_f$  – peso específico do fluido (9810N/m<sup>3</sup>);

$g$  – aceleração da gravidade (9,81 m/s<sup>2</sup>);

$d(\cdot)$  – diâmetro tal que .% do material é mais fino (m);

$d$  – diâmetro representativo do material (em geral  $d=d_{50}$  ou

média geométrica) (m);

$S$  – declividade superficial;

$R_b$  – raio hidráulico (m);

$n$  – rugosidade de Manning; e

$$n' = \frac{d^{1/6}}{26}$$

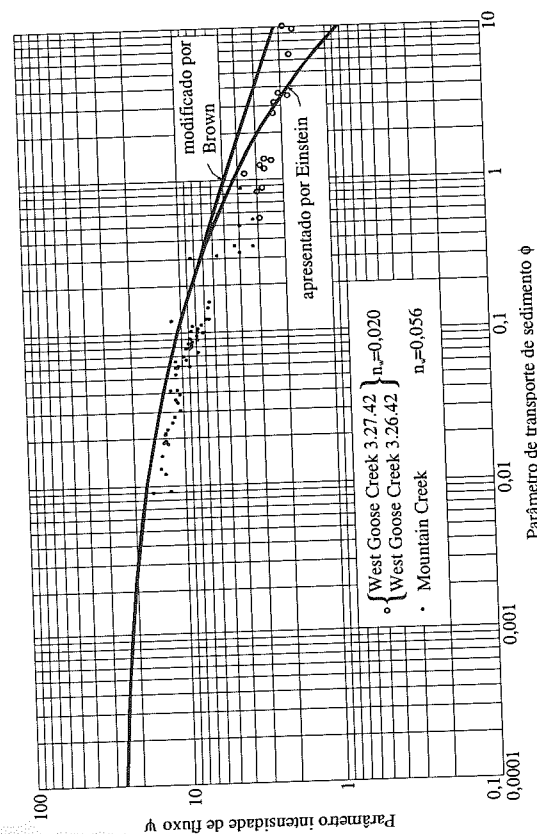


Figura 6.13 – Relação entre os parâmetros  $\phi$  e  $\psi$  do método de Einstein (Maidment, 1992)

Determinando-se  $q_{st}$  pela relação das equações (6.22) e (6.23) a descarga sólida resulta:

$$Q_{st} = 8,81 \cdot q_{st} \cdot L + C_s \cdot Q \quad (t/dia) \quad (6.24)$$

c) Meyer-Peter e Muller:

$$\left(\frac{n'}{n}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{\gamma_f}{\gamma_s - \gamma_f} \cdot \frac{R_b \cdot S}{d} = 0,047 + 0,25 \cdot \left(\frac{\gamma_f}{g}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{q_{st}}{\gamma_s}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{1}{(\gamma_s - \gamma_f) \cdot d} \quad (6.25)$$

Onde:  $q_{st}$  – descarga sólida do leito por unidade de largura (N/s·m);

$\gamma_s$  – peso específico do sedimento (N/m³);

$\gamma_f$  – peso específico do fluido (9810 N/m³);

$g$  – aceleração da gravidade (9,81 m/s²);

$d(\cdot)$  – diâmetro tal que % do material é mais fino;

$d$  – diâmetro representativo do material (em geral  $d = d_{50}$  ou média geométrica;

$S$  – declividade superficial;

$R_b$  – raio hidráulico (m);

$n$  – rugosidade de Manning; e

$$n' = \frac{d^{\frac{1}{6}}}{26}$$

Obtido  $q_{st}$ , a descarga sólida total é dada pela equação (6.24).

Além desses três métodos mais populares no meio técnico brasileiro existem ainda um grande número de equações propostas na literatura. Um levantamento feito até 1973 por Alonso (1983) apud Morris e Fan (1997) listou 31 diferentes equações para determinação indireta da descarga sólida do leito. Em uma publicação mais recente, Yang (1996) discute detalhadamente a aplicação de equações e fornece um programa contendo 12 formas para calcular a descarga do leito considerando o material do leito e 8 formas considerando o transporte de fundo. O programa contém as 13 equações consideradas mais usuais: Ackers-White (1973); Colby (1964); Einstein carga do leito (1950); Einstein material do leito (1950); Engelund e Hansen (1967); Kalinske (1947); Laursen (1958); Meyer-Peter e Muller

(1948); Rottner (1959); Schoklitsch (1934); Toffaleti (1968); e Yang (1973, 1984).

É importante destacar que a aplicação dessas equações depende dos dados medidos previamente em campo. Como a maioria das equações para cálculo da descarga sólida de fundo foram desenvolvidas para condições específicas, recomenda-se a aplicação de várias delas para posteriormente decidir pelos resultados mais coerentes. No entanto, antes da aplicação indiscriminada de equações teóricas, são necessárias duas etapas básicas preliminares (Eckhardt e Wilson-Jr, 1998):

- estudar as equações do transporte sólido a serem utilizadas, verificando suas hipóteses básicas e simplificadoras, as características hidrodinâmicas e sedimentológicas em que foram deduzidas e em que condições experimentais foram obtidos seus coeficientes; e
- verificar se as hipóteses básicas e simplificadoras, assim como os valores dos coeficientes utilizados se aplicam aos rios estudados, reproduzindo nos mesmos, os ensaios necessários para essas verificações.

A Tabela 6.7 mostra em que condições algumas dessas equações foram desenvolvidas.

Para maiores informações sobre métodos de cálculo da descarga sólida, processamento dos dados e definição da curva chave de sedimentos recomenda-se consultar as referências, principalmente Carvalho (1994), Yang (1996) e Morris e Fan (1997).



Tabela 6.7 - Intervalo e tipo de dados utilizados no desenvolvimento de algumas equações (Morris e Fan, 1997)

Equação	Tipo	Textura uniforme	Tamanho do material (mm)	Condições da pesquisa
Meyer-Peter e Muller	CL	Sim	0,4 - 30	Canais, $D < 1,2$
Laursen	ML	Não	0,011 - 4,08	Canais e rios
Toffaleti	ML	Não	Areia fina 0,1 - 1,3	Canais e rios, $0,03 < D < 15,24$
Ackers-White	ML	Sim	1 - 3	Canais e rios de planícies
Yang (areia)	ML	Sim	0,152 - 1,35	Canais e rios $0,03 < D < 15,24$
Colby	ML	Sim	0,1 - 0,8	Canais e rios $0,03 < D < 30,48$
Shen e Hung	ML	Sim	Areias	Canais e rios rasos
Einstein Modificado	CT	Não	0,28	Canais e rios
Einstein	ML	Não	0,785 - 28,65	

CL - carga do leito; ML - material do leito; CT - carga total  
D - profundidade em metros

## 6.8 METODOLOGIAS ALTERNATIVAS PARA A MEDIÇÃO DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Fica evidente pelo exposto anteriormente que o processo de medição do transporte de sedimento é complexo, dispendioso e envolve basicamente a caracterização da distribuição dos sedimentos ao longo da seção transversal no momento da medição. Como as medições diretas de sedimento são efetuadas de forma descontínua (por ocasião da visita à estação) e muitas aplicações práticas exigem uma série temporal completa da descarga sólida, deve-se buscar soluções que permitam relacionar a descarga sólida com outros parâmetros medidos rotineiramente todos os dias. A forma mais tradicional para resolver este problema consiste em estabelecer uma regressão, em geral log-linear, entre a descarga sólida e a vazão líquida da estação. Este procedimento já foi discutido na seção 6.5 e resulta na chamada "curva chave de descarga sólida", em geral do tipo:

$$Q_s = a \cdot Q_l^b \quad (6.26)$$

Onde:  $a$  e  $b$  - constantes.

Um exemplo é mostrado na Figura 6.5, entretanto, como se vê pela própria figura, a determinação da descarga sólida através da curva chave implica em considerável dispersão entre -50% e +100% da reta, mostrando a relativa imprecisão do método. Essa margem de erro pode ser explicada pela influência de outros fatores, tais como a intensidade e distribuição da chuva, variações no uso do solo, etc. Devido à essa imprecisão, maneiras alternativas mais exatas de estimar de forma contínua (ou pelo menos diária) a descarga sólida de rios foram sendo propostas.

Com o uso de novas tecnologias é possível tornar o monitoramento do transporte de sedimentos mais sistemático, econômico e preciso. Para ilustrar pode-se citar dois métodos alternativos: monitoramento contínuo da turbidez e medição acústica por efeito *doppler*, os quais são complementares aos processos de amostragem tratados anteriormente, e principalmente para substituir a técnica da curva de descarga sólida.

### 6.8.1 Medições contínuas de turbidez

Com a possibilidade de monitorar em tempo real a turbidez da água por meio de sensores automáticos é possível medir continuamente a variação do transporte de sedimentos no tempo.

A turbidez é definida como o grau do espalhamento da luz por partículas suspensas (Morris e Fan, 1997). Entretanto, a turbidez depende, além da concentração dos sedimentos em suspensão, também de outras características do sedimento tais como tamanho, composição mineral, cor e quantidade de matéria orgânica. As unidades usadas para medir a turbidez são vinculadas ao tipo de instrumento usado, destacando-se a NTU para o turbidímetro nefelométrico, FTU para os aparelhos baseados na observação da luz e a profundidade de Secchi no caso do disco de Secchi.

Lewis e Eads (1998) afirmam que a turbidez é um indicador muito melhor do que a descarga líquida para estimar valores de concentração de sedimentos em suspensão. Sensores de turbidez calibrados apresentam uma excelente correlação linear entre concentração e turbidez para determinado tamanho e composição de partículas suspensas. Entretanto, essa correlação é bastante variável e sensível ao tamanho e outras características das partículas. De forma geral, pode-se dizer que para uma mesma concentração a turbidez aumenta com a diminuição do tamanho da partícula, variando por um fator de 4 para a mesma concentração (Gippel, apud Morris e Fan, 1997). Assim, quando o tamanho da partícula varia com a concentração a resposta da turbidez será não linear. Desta forma, os sensores devem ser calibrados para as condições de concentração e granulometria encontradas no local de monitoramento. Define-se ainda turbidez específica como sendo a turbidez dividida pela concentração em mg/l e depende do tipo de sedimento. A relação entre turbidez (unidades NTU) e concentração é geralmente do tipo:

$$T = a \cdot K \cdot C_s + b \quad (6.27)$$

Onde:  $K$  – turbidez específica;

$C_s$  – concentração de sedimentos em suspensão; e

$a, b$  – constantes que dependem da matéria orgânica e composição mineral do sedimento.

Existem vários métodos para medir turbidez na água, sendo que o turbidímetro nefelométrico, que mede o espalhamento da luz, é adotado, nos Estados Unidos, como padrão para medição de turbidez, conforme especificado pelo *Standard Methods*.

Entretanto, existem outros métodos para avaliar a turbidez, tais como sensores de luz, retroespalhamento e o tradicional disco de Secchi. Entre estes, o disco de Secchi é certamente o dispositivo mais simples, barato e fácil de operar, contudo, não permite a operação automática e contínua. O disco de Secchi consiste em um disco de ferro com 30 cm de diâmetro, com os quatro quadrantes pintados alternadamente de branco e preto (Foto 7.3) e preso a uma corda graduada. A chamada profundidade de Secchi é determinada

mergulhando-se o disco na água e anotando a profundidade quando deixa de ser visível. Algumas vezes são determinadas duas profundidades, uma quando deixa de ser visível na descida e outra quando volta a ser visível na subida, sendo então a profundidade de Secchi a média das duas.

Embora o emprego de turbidímetros nefelométricos no monitoramento da carga de sedimentos suspensos apresente muitas vantagens existem também algumas desvantagens, entre as quais vale citar (Morris e Fan, 1997):

- a medida da turbidez constitui-se em uma amostragem pontual e não representa necessariamente a média na seção;
- dado o fato de que partículas finas possuem turbidez específica muito maior que partículas grossas, a medida de turbidez é muito sensível a concentração de materiais finos e pouco sensível a areia;
- os componentes ópticos do aparelho ficam sujeitos à ação de agentes dissolvidos na água e de algas; e
- medidas de turbidez não permitem o monitoramento da granulometria da curva de sedimentos.

No monitoramento contínuo de rios deve-se considerar que a relação entre concentração de sedimentos e turbidez varia no tempo de acordo com as mudanças das fontes de sedimentos, cargas orgânicas e calibração do sensor. Nota-se assim que os sensores de turbidez não dispensam as medições de descarga sólida. Lewis e Eads (1998) recomendam a associação do sensor de turbidez com um amostrador de sucção automático (Figura 7.7 e Foto 7.1) para coleta de amostra de sedimentos em suspensão. Para otimizar o número de amostras pode-se programar o acionamento do amostrador a partir de determinadas taxas de variação dos valores de turbidez medidos em tempo real.

Como o sensor mede um único ponto, este deve ser cuidadosamente localizado, tanto em relação à profundidade quanto à largura da seção, para a qual deve-se instalar o sensor preferencialmente no meio do canal ou em uma vertical escolhida a partir do conhecimento da distribuição lateral do sedimento. Em

relação à profundidade, o ideal é que o sensor fique localizado sempre a mesma profundidade relativa (p. ex., 0,6 da profundidade da vertical) independente do nível do rio, o que pode ser conseguido pelo dispositivo mostrado na Figura 6.14.

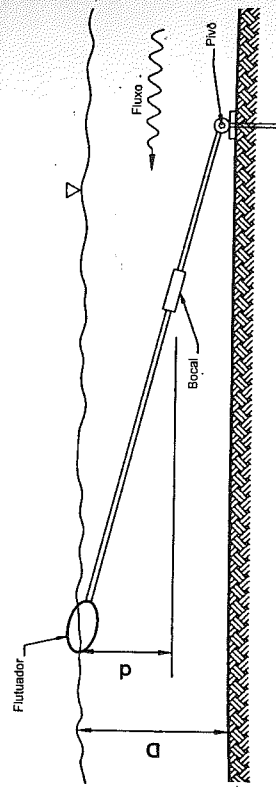


Figura 6.14 - Esquema de instalação que mantém o sensor ou bocal do amostrador na mesma profundidade proporcional (Morris e Fan, 1997)

Fill e Vieira (2000) procuraram estabelecer regressões log-lineares entre a profundidade de Secchi e a concentração de sólidos totais (suspensão + dissolvidos) para a bacia do rio Barigüi, região metropolitana de Curitiba, e 3 bacias similares entre si na região da Serra do Mar paranaense. Os resultados são apresentados na Figura 6.15 e mostram um ajuste bastante satisfatório. A carga de sedimentos do rio Barigüi é fortemente contaminada com matéria orgânica e os sedimentos são oriundos da bacia sedimentar de Curitiba, enquanto que a Serra do Mar apresenta contaminação orgânica mínima e sedimentos oriundos do embasamento cristalino. Essa diferença na natureza da carga de sedimentos explica o comportamento distinto das regressões. As equações ajustadas foram:

$$C = 522 \cdot d^{-0.236} \quad (\text{rio Barigüi}) \quad (6.28)$$

$$C = 356 \cdot d^{-0.4} \quad (\text{Serra do Mar}) \quad (6.29)$$

Onde:  $C$  – concentração de sólidos totais (mg/l); e  
 $d$  – profundidade do disco de Secchi (cm).

O estudo de Fill e Vieira (2000), pioneiro no Brasil em utilizar medidas rotineiras de turbidez para avaliar a concentração de sedimentos em suspensão, confirma conclusões já publicadas no exterior de que a descarga sólida pode ser determinada a partir da turbidez de forma bem mais precisa que pela tradicional curva de descarga sólida  $Q_s = f(Q_t)$ . A medida da transparência pelo disco de Secchi é tão simples e rápida que poderia ser realizada diariamente pelo próprio observador da estação, resultando em séries temporais mais confiáveis da descarga sólida em rios.

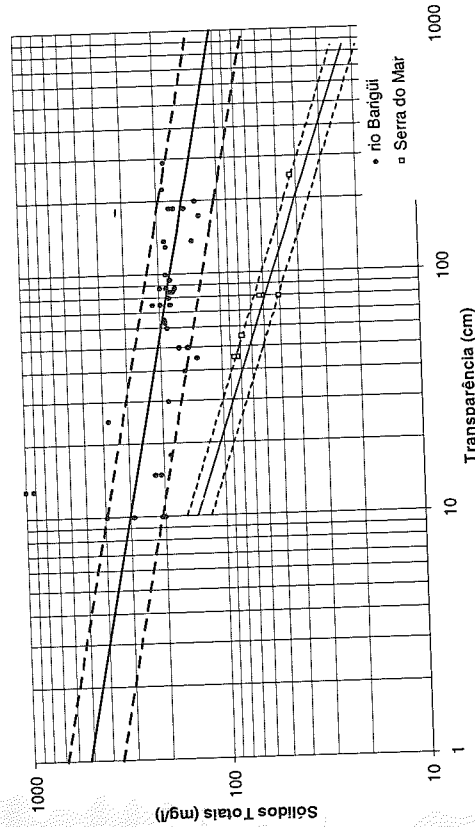


Figura 6.15 – Correlação da concentração com disco de Secchi

### 6.8.2 Medição acústica por efeito doppler

Medidores acústicos (ADCP) são utilizados desde o início da década de 1980 para determinar a distribuição dos sedimentos em suspensão. O equipamento transmite uma pulsação acústica através da água que é refletida pelas partículas em suspensão, e a intensidade do sinal de retorno é uma função da concentração do sedimento suspenso. A velocidade da pulsação transmitida é conhecida (velocidade do som na água), assim, se a intensidade do sinal de retorno for medida como



uma função do tempo, um perfil vertical da concentração de sedimento pode ser obtido.

A intensidade da pulsação refletida depende, além da concentração, do tipo e da granulometria dos sedimentos, o que exige a calibração por meio de medições de sedimentos em suspensão com amostradores tradicionais. O DNAEE e a CPRM, em conjunto com a empresa francesa ORSTOM, realizaram 8 campanhas de medição de vazões nos rios Amazonas e afluentes, utilizando um ADCP tanto para medir vazões líquidas como também para investigar o desempenho do equipamento na estimativa de descarga sólida em grandes rios (Guimarães et al., 1997). Concluíram que:

- o ADCP permite conhecer a distribuição do material em suspensão na seção e calcular com melhor precisão os fluxos de sedimentos nos grandes rios, sendo necessário ajustar uma equação para cada seção pois a relação concentração x intensidade do eco depende da qualidade do sedimento transportado; e
- a ADCP permite registrar o deslocamento das dunas no fundo do rio e estimar de maneira indireta a velocidade das partículas em movimento no fundo.

CEHPAR (2000) utilizou o ADCP para detecção de depósitos de troncos nas proximidades de tomada de água de reservatório. Devido às propriedades das ondas acústicas é possível diferenciar os tipos de material, separando os depósitos de madeira do meio líquido e do material que compõe o leito, possibilitando assim estimar a dimensão dos depósitos. Para levantamentos de pequenas áreas o sistema de navegação do ADCP mostrou-se bastante preciso, dispensando assim os sistemas convencionais de posicionamento.

A Figura 6.16 mostra um mapa com a localização dos depósitos e a Figura 6.17 mostra uma seção medida pelo ADCP onde pode-se estimar a espessura do depósito.

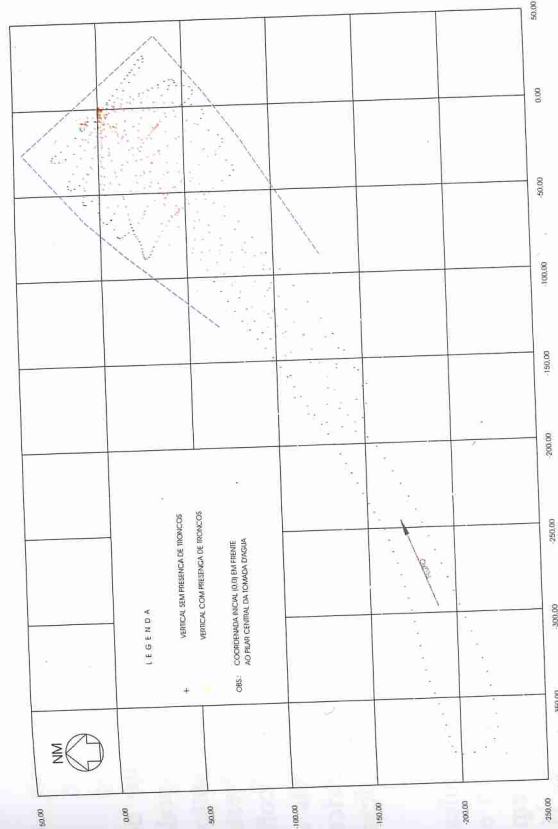


Figura 6.16 - Esquema aproximado do canal de adução com indicação das trajetórias e das verticais com e sem presença de troncos

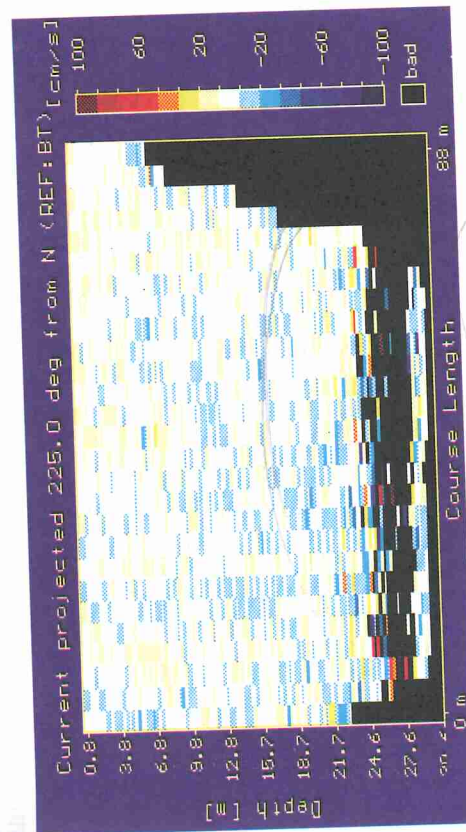


Figura 6.17 - Seção medida pelo ADCP onde pode-se estimar a espessura do depósito (faixa preta próximo ao fundo)

## 6.9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme foi discutido neste capítulo o monitoramento do transporte de sedimentos é uma tarefa bastante complexa e que pode ser realizada de diversas maneiras utilizando técnicas e equipamentos diferentes, obtendo em geral também resultados diferentes. Neste sentido, acredita-se que o Brasil precisa de uma normatização, com padronização de técnicas e equipamentos, definição das variáveis a serem monitoradas, estabelecimento de uma rede sedimentométrica básica com densidade de estações compatível com as características regionais e organização de um banco de dados nacional.

Além disso, o Brasil necessita de investimentos para pesquisa básica e aplicada nesta área, principalmente no desenvolvimento e padronização de equipamentos e técnicas com ênfase em equipamentos automáticos, associando novas tecnologias àquelas já consagradas. A implantação e o monitoramento de bacias experimentais para testar e aperfeiçoar os novos métodos e equipamentos é também recomendado enfaticamente.

Finalmente, apresenta-se uma lista de recomendações do IV Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos, realizado em Santa Maria/RS (27/11 a 02/12/2000), que representa necessidades consideradas prioritárias pela comunidade técnico-científica que trabalha nesta área no Brasil:

- proceder ao diagnóstico da rede sedimentométrica, assim como dos procedimentos e critérios adotados para a coleta e análise de amostras de sedimentos, processamentos dos dados de transporte sólido e cálculo das descargas sólidas;
- adotar uma frequência maior nas programações de medições hidrossedimentométricas em geral, e incluir nesses programas as medições de sedimentos por arraste e as determinações das curvas granulométricas dos sedimentos de fundo, arraste e suspensão;
- melhorar a infra-estrutura dos postos sedimentométricos e implantar coleta automática de sedimentos em suspensão, para que o aumento da frequência de medições hidrossedimentométricas se torne viável;

- para atender essa finalidade, estudar e propor métodos alternativos e mais econômicos para a determinação de concentração de sedimentos em suspensão (p. ex. turbidímetro, ADCP, coletor para rios profundos), monitoramento das evoluções morfológicas dos trechos de rios (uso de GPS, DGPS, ecobatímetros, entre outros equipamentos);
- propor às entidades responsáveis que recuperem, conservem e disponibilizem os levantamentos topográficos originais de seus reservatórios;
- propor a revisão periódica, das curvas Cota x Área x Volume dos reservatórios em operação e em implantação, programando e realizando, periodicamente, levantamentos topobatimétricos dos mesmos;
- incluir nos planos de estudos de bacias, programas de conscientização e educação ambiental da população. Como os reservatórios resultam de investimentos públicos, toda a população deve-se conscientizar da necessidade de proteção, conservação e recuperação dos reservatórios e suas bacias hidrográficas;
- manifestar preocupação com a qualidade das águas e dos sedimentos que chegam aos reservatórios de modo a evitar os problemas provocados pela eutrofização artificial dos corpos de água. Sugere-se para isto, que as águas residuais de origens doméstica e industrial sejam devidamente tratadas antes de incorporadas aos rios e lagos;
- ter cautela quanto à utilização indiscriminada de figuras, gráficos, fórmulas e modelos matemáticos desenvolvidos em canais de laboratórios ou em rios de outros países, sob condições hidrológicas, climáticas e hidráulico-sedimentológicas nem sempre similares às condições dos rios brasileiros;
- fomentar a adequação destes estudos para os rios brasileiros, por meio de dados e medições de campo;
- incentivar o estudo e a pesquisa dos fenômenos que regem o comportamento dos sedimentos na região costeira, e, promover a integração dos pesquisadores de sedimentologia costeira com

especialistas em sedimentos de origem fluvial;

- promover cursos em sedimentologia no país, envolvendo técnicas hidrossedimentométricas de obtenção de dados básicos, consistência e tratamento dos valores obtidos;
- fomentar a realização de projetos integrados de pesquisa, prestação de serviços e formação de pessoal, entre universidades, entidades públicas e empresas privadas, que contemplem, com prioridade, os seguintes temas:
  - a produção de sedimentos nas bacias hidrográficas e seus impactos sobre os recursos hídricos, em particular sobre os reservatórios, lagos, regiões estuarinas e marinhas;
  - o controle dos efeitos da expansão agrícola na erosão e transporte de sedimentos;
  - o incentivo a trabalhos que visem relacionar a produção de sedimentos nas bacias hidrográficas com as cargas transportadas pelos cursos de água;
  - a elaboração de planos de gestão de água e solo nas bacias contribuintes aos reservatórios, como unidade geográfica, e, não somente na área diretamente afetada pelo reservatório, visando o planejamento sustentável do mesmo;
  - o acompanhamento do estado de conservação, uso e ocupação dos solos das bacias hidrográficas, evitando-se a produção excessiva de sedimentos; propondo-se soluções mitigadoras e de contenção de sedimentos; e que essas ações sejam efetivas, contínuas e periódicas, e não temporárias;
- destacar a necessidade das entidades que tenham ou venham a coletar dados sedimentométricos que os encaminhem à ANEEL, dentro dos formatos estipulados por essa instituição responsável pela rede básica, a fim de que possam ficar disponíveis para os demais usuários;
- alertar para a necessidade de que os dados brutos e as condições em que foram coletados sejam bem documentados no banco de dados;

- elaborar um plano de atualização freqüente, não só dos dados brutos dos postos de medições, mas também dos dados relacionados com a bacia hidrográfica, envolvendo valores de erosividade das chuvas, erodibilidade dos solos, poluição das águas e ocupação da bacia; e
- incorporar ao banco de dados facilidades de intercâmbio eletrônico com outras entidades nacionais e estrangeiras que tratam de questões relacionadas com os processos sedimentológicos e morfológicos.



## **7.1 INTRODUÇÃO**

A poluição a que os corpos de água estão constantemente expostos leva à necessidade de planos de prevenção e recuperação ambiental a fim de evitar a quebra do equilíbrio ecológico. Os planos e regulamentos requerem, para a sua efetiva implementação, dados que indiquem o estado do ambiente aquático. Programas de monitoramento são iniciados para avaliar as substâncias presentes na água, medida por meio de parâmetros que traduzem as características físicas, químicas e biológicas da mesma. Alguns desses parâmetros podem ser medidos no local, outros, no entanto, devem ser determinados em laboratório, exigindo a coleta de amostras.

A água, contendo substâncias químicas e organismos está sujeita a mudanças no decorrer do tempo. Para que o efeito dessas mudanças no período entre a coleta e a análise seja mínimo, técnicas de amostragem e preservação devem ser cuidadosamente seguidas, de forma a obter amostras representativas.

Na Tabela 7.1 são apresentadas, resumidamente, as etapas de monitoramento da qualidade da água, sendo elas o planejamento da amostragem, a coleta de amostras, a análise laboratorial e a interpretação dos dados.

Cada programa de amostragem requer, antes da coleta e análise de amostras, um planejamento baseado nos objetivos do monitoramento e nas características específicas do local. Um planejamento cuidadoso conduz a uma adequada operação de

amostragem, aquisição de dados necessários para o estudo e resulta em economia de tempo e custo.

A interpretação dos dados depende muito da qualidade com que foram executadas as três primeiras etapas. Um mau planejamento, uma coleta sem atender as técnicas adequadas de amostragem e preservação, bem como utilização de vidrarias não aferidas nas determinações analíticas podem comprometer os resultados e levar a interpretações errôneas. Este capítulo trata, portanto, de vários aspectos do planejamento e da coleta de amostras, enfatizando a importância do laboratório que realizará as análises, sem contudo entrar em detalhes dos ensaios no laboratório.

Tabela 7.1 – Etapas de monitoramento da qualidade da água

PLANEJAMENTO	COLETA DE AMOSTRAS	ANÁLISE LABORATORIAL	INTERPRETAÇÃO
Propósito do monitoramento	Técnica de amostragem	Procedimentos de análise	Interpretação dos resultados das medições e análises
Parâmetros de interesse	Volume de amostra	Controle de qualidade	
Localização das estações	Tipo de frasco		
Tipo de amostra	Preservação		
Frequência e período de amostragem			

## 7.2 PLANEJAMENTO

O planejamento inclui a definição de:

- parâmetros de interesse a monitorar;
- localização das estações de amostragem;
- tipo de amostra a ser coletada; e
- frequência e período de amostragem.

Ele é baseado no propósito do projeto e nas condições locais, exigindo que seja definida, no início do programa, a maneira como os dados serão utilizados.

Os objetivos do monitoramento variam, sendo alguns exemplos listados a seguir:

- avaliação ambiental;
- verificação da qualidade da água para um determinado uso;
- determinação da condição e tendência da qualidade da água para um determinado parâmetro;
- calibração e validação de modelos matemáticos;
- verificação da efetividade de um programa de prevenção da poluição, como por exemplo a eficiência de uma estação de tratamento de esgoto;
- auditoria; e
- regulamentação de descargas de efluentes poluentes.

### 7.2.1 Parâmetros de interesse

A água contém uma ampla variedade de constituintes que podem ser medidos nos programas de monitoramento por meio de parâmetros de qualidade da água. Eles são físicos, químicos ou biológicos, sendo alguns deles listados na Tabela 7.2. Definições e considerações importantes sobre os parâmetros podem ser encontradas em várias literaturas, dentre elas: Straškraba & Tundisi (1999), Von Sperling (1996), APHA, AWWA & WEF (1995), Derisio (1992), Porto et al. (1991), Branco & Rocha (1977) e Sawyer & McCarty (1967).

A seleção dos parâmetros de interesse depende do objetivo do projeto e deve-se levar em consideração os usos previstos para o corpo de água e as fontes potenciais de poluição existentes na bacia hidrográfica. Eles podem ser parâmetros previamente identificados, que se desconfia existir na água ou aqueles requeridos por uma determinada legislação.

Tabela 7.2 - Alguns parâmetros de qualidade da água

Parâmetros Físicos	Parâmetros Inorgânicos não metálicos	Parâmetros Orgânicos	Parâmetros Biológicos e Microbiológicos	Parâmetros Metálicos
Cor	Acidez	Demanda bioquímica de Oxigênio (DBO)	Plâncton	Alumínio
Condutividade	Alcalinidade	Demanda química de oxigênio (DQO)	Macroinvertebrados	Arsênico
Odor	Boro	Ácidos voláteis orgânicos	Macrófitas	Bário
Sólidos	Dióxido de carbono	Carbono orgânico	Algas	Berílio
Salinidade	Cloro	Halogênio orgânico	Coliformes totais	Cádmio
Sabor	Cloro (Residual)	Metano	Coliformes fecais	Cálcio
Temperatura	Cianeto	Óleos e graxas	Salmonela	Cromo
Turbidez	Flúor	Pesticidas orgânicos	Protozoários	Cobre
	Iodo	Fenóis	Vírus	Ferro
	Nitrogênio	Surfactantes	Bactérias	Chumbo
	Oxigênio dissolvido	Tanino e lignina	Fungos	Lítio
	Ozônio			Magnésio
	pH			Manganês
	Fósforo			Mercurio
	Sílica			Níquel
	Sulfato			Potássio
	Sulfito			Selênio
				Prata
				Sódio
				Zinco

Nos casos de caracterização da poluição de um rio, o conhecimento do uso do solo pode indicar as fontes potenciais de poluição e assim definir os parâmetros possíveis de ocorrência. Por exemplo, em regiões agrícolas, a presença de uma cultura pode indicar a existência de um determinado agrotóxico aplicado na mesma. A probabilidade dele ser transportado até o curso de água leva à necessidade de verificação de sua presença.

No monitoramento, cujo objetivo é verificar a conformidade com padrões definidos por legislação, devem ser analisados os parâmetros exigidos pela mesma, como por exemplo os padrões de qualidade da água superficial estabelecidos pela Resolução 20/86 do CONAMA (Conselho Nacional do Meio Ambiente) ou os padrões de efluentes industriais, estabelecidos no artigo 21 da mesma resolução. Padrões de potabilidade da água para consumo humano são

estabelecidos pela Portaria 1469, de 29/12/2000 (Brasil, 2001) e as condições de balneabilidade pela Resolução CONAMA n.º 274, de 29/11/2000. No caso de descargas industriais, a norma técnica ABNT/NBR 9897 (1987) apresenta recomendações de parâmetros mínimos de análise para controle de efluentes líquidos provenientes de diferentes ramos de atividade industrial e uma lista de poluentes tóxicos de controle prioritário.

Parâmetros indicadores para determinado tipo de poluição podem ser consultados na Tabela 7.3. A poluição orgânica está relacionada principalmente às descargas de efluentes domésticos. Partículas orgânicas biodegradáveis são encontradas em resíduos humanos e fezes de animais e sua presença na água pode indicar existência de microorganismos patogênicos, tornando-a imprópria para o consumo humano. A alta concentração de matéria orgânica pode levar a grande consumo de oxigênio e conduzir a condições anóxicas. O oxigênio dissolvido (OD) é vital para os organismos aquáticos aeróbios e sua ausência pode ainda gerar a produção de gases indesejáveis e, a pH ácido, contribuir para a solubilização de metais. Os parâmetros normalmente utilizados para caracterizar esta poluição são DBO, DQO e OD. A DBO é definida como a quantidade de oxigênio requerida pelas bactérias para decompor a matéria orgânica presente na água sob condição aeróbia. A DQO é a quantidade de oxigênio equivalente à porção orgânica da amostra que é suscetível à oxidação por um forte oxidante químico. O valor da DQO é geralmente maior que da DBO e o aumento na sua concentração se deve principalmente a despejos industriais.

Se o estudo requer um monitoramento da contaminação por patogênicos, a determinação de indicadores como os coliformes totais e fecais é frequentemente feita. Os coliformes fecais estão nos intestinos dos homens e dos animais de sangue quente e sua presença na água indica poluição fecal e possível contaminação por patogênicos. Os coliformes totais abrangem também bactérias presentes no solo e nas plantas.

A proliferação excessiva de algas se deve ao aumento excessivo de nutrientes na água. Os dois nutrientes normalmente limitantes da produção primária na água são o nitrogênio e o fósforo, os quais



atingem os corpos de água por meios difusos e pontuais, sendo as principais fontes os fertilizantes aplicados na agricultura, excremento de animais e o esgoto doméstico.

Tabela 7.3 - Tipo de poluição, sua fonte, impacto e parâmetros indicadores normalmente usados

Poluição	Fonte	Impacto	Parâmetros indicadores
Matéria orgânica	Áreas agrícolas, pecuária, efluentes doméstico e industrial	Redução de OD; mortandade de peixes.	DBO, DQO, OD
Patogênico	Esgoto bruto ou parcialmente tratado, excremento de animais	Transmissão de doenças como cólera, disenteria e esquistossomose e proibição de usos nobres da água.	Coliformes totais e fecais
Nutrientes	Agricultura, pecuária, esgoto doméstico e industrial	Proliferação excessiva de algas resultando em redução de OD; liberação de toxinas do sedimento; redução de diversidade da comunidade de invertebrados e vertebrados; mortandade de peixes; risco de redução da capacidade de transporte de oxigênio no sangue dos recém-nascidos.	Nitrogênio, fósforo
Metais pesados	Descargas industriais, lodo de estações de tratamento de esgoto, efluente de minas de carvão, deposição atmosférica, aterro sanitário	Redução da população de peixes devido falha na reprodução; efeito letal nos invertebrados; diversos problemas à saúde humana, como: disfunção dos rins, problemas nos ossos ou no sistema nervoso, dependendo do metal.	Mercúrio, cádmio, chumbo, cromo, etc.
Substâncias tóxicas	Escoamento superficial urbano e rural, descargas doméstica e industrial, infiltração.	Crescimento e sobrevivência reduzidos de alevinos; doenças nos peixes; aumento no risco de câncer no cólon, rins e bexiga nos seres humanos.	Pesticidas, amônia

Poluição por metais pesados é uma grande preocupação por seu efeito tóxico à saúde humana. Alguns metais pesados, como cobalto, cobre, ferro, manganês, molibdênio, vanádio, estrôncio e zinco são

requeridos pelos organismos vivos, porém em baixa concentração (traço); níveis excessivos desses metais podem ser prejudiciais. Metais pesados como cádmio, cromo, mercúrio, chumbo, arsênio e antimônio não são requeridos pelo organismo. O mercúrio é um metal que acumula nos organismos vivos, prejudicando principalmente o homem, que ocupa o topo da cadeia alimentar, podendo causar distúrbios no sistema nervoso. As fontes de mercúrio na água são efluentes de diversos processos industriais que o utilizam; lâmpadas fluorescentes e de iluminação pública; termômetros; pilhas e baterias, chaves elétricas especiais; entre outros produtos.

Medições complementares de parâmetros como a temperatura do ar e da água, pH, OD e profundidade do disco de Secchi são normalmente feitas no campo, mesmo que no estudo não sejam especificadas. Esses parâmetros influenciam muitos processos físicos, químicos e biológicos na água e conseqüentemente serão de extrema importância na análise dos resultados.

A temperatura influencia a vida aquática, as reações químicas e bioquímicas que ocorrem na água, bem como a solubilidade de gases e a densidade da água. Com o aumento da temperatura da água, a solubilidade dos gases decresce e a condutividade, para uma mesma concentração iônica, aumenta. A maioria dos organismos possui faixa de temperatura ótima para sua reprodução (Porto, Branco & De Luca, 1991).

O pH é definido como o negativo do logaritmo de base 10 da concentração do íon hidrogênio contido na água, medindo a acidez e basicidade da água numa escala de 0 a 14. Água com pH igual a 7 é neutra. No ambiente aquático, água com baixo pH (ácido) pode solubilizar e liberar os metais adsorvidos no sedimento, influenciando o conteúdo de fósforo e nitrogênio e cessar a decomposição da matéria orgânica carbonácea. Em pH maior ou igual a 9, concentrações de amônia maior que 250 µg/L são extremamente tóxicas para peixes e invertebrados (Straškraba & Tundisi, 1999).

A profundidade do disco de Secchi (item 7.3.7) é normalmente medida para análise da transparência da água, a qual está relacionada com o efeito combinado da cor, da concentração, granulometria e composição da matéria particulada fina em suspensão e da presença de

algas. A zona iluminada superior de um corpo de água, onde ocorre a produção orgânica primária, é limitada pela profundidade da zona eufótica, definida como a profundidade, onde somente 1% da iluminação da superfície é recebida, é dada por aproximadamente duas vezes a profundidade do disco de Secchi (Straškraba & Tundisi, 1999).

Em estudos de qualidade de água é essencial o conhecimento da vazão no ponto de amostragem. Tratando-se de estudos de efluentes, adicionalmente, a vazão do corpo receptor deverá ser medida. Em casos em que não exista uma estação fluviométrica próxima ao ponto de amostragem, é necessário realizar medição de vazão na seção de coleta e instalação de réguas limnimétricas. No Capítulo 4 são apresentados métodos de medição de vazão. No caso de amostragens sistemáticas por longo período de tempo é adequado estabelecer uma relação cota-descarga (curva chave), o que permite reduzir o número de medidas diretas de vazão.

O conjunto de parâmetros analisados pode ser reavaliado com base nos resultados obtidos das primeiras campanhas, cancelando ou diminuindo a frequência, por exemplo, do monitoramento dos parâmetros que não estejam contribuindo significativamente para a alteração da qualidade da água.

## 7.2.2 Local de amostragem

O local de coleta deve ser definido de acordo com os objetivos a serem alcançados, considerando-se o problema que está sendo analisado e a natureza do fenômeno ou processo em estudo.

O conhecimento da bacia hidrográfica é imprescindível na definição dos locais de coleta. Deve-se considerar a localização das fontes potenciais de poluição, que podem ser definidas pelos usos do solo, sendo eles: indústrias (descargas de efluentes), atividades rurais (escoamento superficial com cargas de nutrientes e agrotóxicos), centros urbanos (descarga de efluente doméstico).

Na determinação de danos ambientais, pontos a montante (sem impacto) e a jusante (com impacto) de fontes poluentes devem ser

amostrados. Na modelagem são também locais prioritários os pontos a montante e jusante de grandes afluentes. Em estudos de avaliação do grau de assimilação do corpo receptor, vários pontos adicionais a jusante das cargas poluentes devem ser acrescentados no monitoramento.

Para estabelecer um ponto de amostragem é ideal que ele esteja numa seção transversal homogênea em relação à distribuição da substância para otimizar o número de amostras por seção (item 7.2.3). Em se tratando de estabelecer locais a jusante de uma descarga, ele deve ser localizado na seção onde já tenha ocorrido a mistura com o corpo receptor.

Para certos constituintes, a localização da amostragem é fundamental. Áreas com excessiva turbulência devem ser evitadas, devido à perda de potencial de constituintes voláteis (APHA, AWWA & WEF, 1995). Por outro lado, a turbulência tende a homogeneizar a concentração dos poluentes não voláteis dissolvidos de modo a reduzir a possibilidade de obter amostras não representativas.

A localização do ponto de amostragem é também dependente do acesso ao local, que deve ser possível a qualquer hora do dia, com veículo ou embarcação, mesmo sob condições de tempo adversas. Um local de bom acesso nem sempre coincide com o objetivo do monitoramento, por isso, uma análise da área de estudo por meio de cartas e uma visita ao local para esclarecimento das condições existentes se fazem necessárias.

Contatos com os proprietários das terras, autoridades e entidades conservacionistas devem ser estabelecidos para obtenção de permissão de acesso ao local, a qual deve ser conseguida com antecedência para não interferir na operação normal da amostragem.

Na visita de reconhecimento, algumas medições no local podem ser feitas para auxiliar na definição dos pontos de coleta.

Para amostragens em lagos e reservatórios, a norma técnica ABNT/NBR 9897 (1987) recomenda, pelo menos nas coletas preliminares, que elas sejam feitas em diversas seções transversais, interceptando no ponto de maior profundidade nos reservatórios de forma circular e ao longo da massa líquida nos alongados, conforme

ilustrado na Figura 7.1.

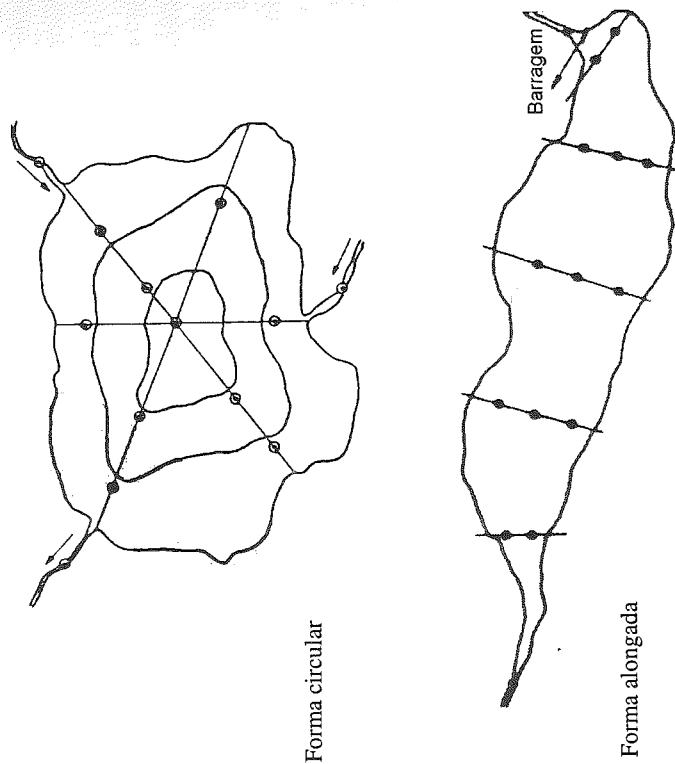


Figura 7.1 - Localização de pontos de amostragens em lagos e reservatórios - fase preliminar (Fonte: ABNT/NBR 9897, 1987)

Na definição dos pontos de amostragem é possível determinar a necessidade de utilização de barcos e das condições de trabalho em campo, para prescrição das medidas de segurança adequadas para a equipe e aparelhos de medição.

Em alguns casos, após as primeiras campanhas e dependendo do comportamento dos parâmetros analisados, pode-se redefinir os locais, cancelando alguns pontos onde a qualidade da água não tenha variado em relação a outro ponto, por exemplo.

### 7.2.2.1 Codificação do local

Os locais de amostragem devem ser claramente identificados em um mapa. Uma convenção de nomes para eventos e locais deve ser adotada para evitar confusão nos estágios futuros do projeto e é importante que não haja duplicação na denominação em nenhum aspecto, a qual deve estar ligada a todos os sistemas, desde a coleta dos dados e referência no laboratório, até na análise dos resultados e/ou modelagem. O mesmo código utilizado no mapa de localização deve ser usado para identificar as amostras.

### 7.2.2.2 Demarcação dos pontos de amostragem

Para fixação de pontos de amostragem no local utiliza-se:

- bóias fixadas no fundo, embora com grande risco de perdas;
- estacas fixadas nas margens como mostrado na Figura 7.2;
- estacas fixadas na margem, com prescrição da distância a um *PI* (ponto inicial), a exemplo dos pontos de medição de velocidade nas medições de vazão (capítulo 4); e
- no caso da existência de estruturas fixas como pontes e passarelas, através de marcas nessas estruturas.

### 7.2.2.3 Descrição do Local

O local de coleta deve ser detalhadamente descrito e isso pode ser feito por meio de um mapa ou croqui, com informação sobre o acesso, usos do solo e estruturas hidráulicas existentes e, se possível, ilustrar com fotos.

As coordenadas do ponto de coleta podem ser obtidas por GPS (posicionamento por satélite), fornecendo a posição do local de acordo com a precisão do aparelho e da disponibilidade de satélites no momento da leitura, ou então identificadas em mapas em escala apropriada.



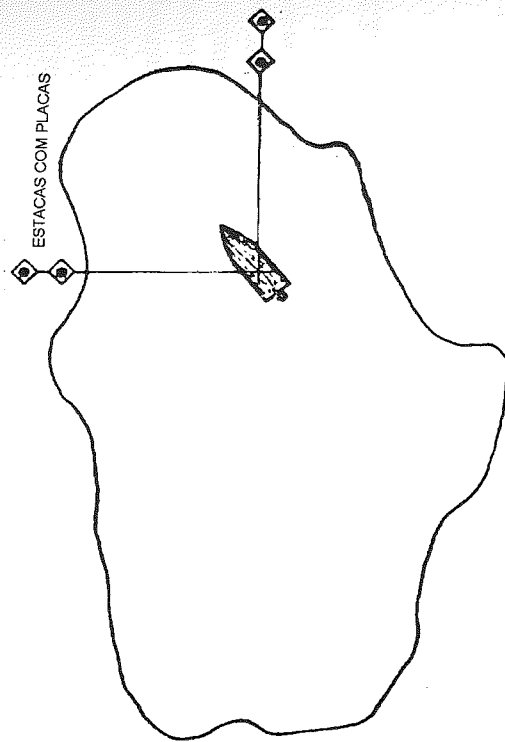


Figura 7.2 - Localização de ponto de amostragem com auxílio de placas (Fonte: ABNT/NBR 9897, 1987)

### 7.2.3 Tipo de amostra

Podem ser coletadas três tipos de amostras para análise de qualidade da água, sendo elas simples, composta ou integrada. Cada tipo de amostra vai representar de forma diferente o corpo de água em observação, conforme pode ser visto na descrição a seguir.

#### 7.2.3.1 Amostra simples

Caracteriza-se por uma única amostra coletada em um ponto, num determinado instante e depositada num frasco individual. Este tipo de amostra estará representando somente o local específico naquele determinado tempo em que a coleta foi feita. Quando é conhecido que o corpo de água naquela seção de coleta tem sua composição relativamente homogênea no espaço, a amostra simples

poderá representar toda a seção. Quando existe uma variação no tempo, amostras simples tomadas a intervalos adequados e analisadas no laboratório separadamente, podem indicar a extensão, frequência e duração desta variação.

#### 7.2.3.2 Amostra composta

Uma amostra composta consiste de uma composição de várias amostras simples coletadas num mesmo ponto, em diferentes horários e misturadas, no final do período ou a cada porção coletada, representando assim a característica média do corpo de água amostrado no período de coleta (p. ex., uma concentração média de 24 h).

A vantagem deste tipo de amostra é a redução do custo com análises laboratoriais. Porém, devido à instabilidade inerente de certas propriedades e compostos, não é recomendável utilizar esse tipo de amostra, quando valores quantitativos são desejáveis (APHA, AWWA & WEF, 1995). Para determinação microbiológica, por exemplo, não se recomenda a amostragem composta, pois uma ou mais porções da amostra pode conter material tóxico ou nutritivo que venha a inibir ou estimular o crescimento dos organismos, respectivamente. Na Tabela 7.4 são indicados alguns parâmetros que não devem ser determinados com amostras compostas.

#### 7.2.3.3 Amostra integrada

Quando ocorre grande variação da concentração na seção transversal e se deseja determinar uma concentração média, são requeridas mais de uma amostra na seção. Estas amostras são coletadas simultaneamente em vários pontos na seção transversal, com volumes proporcionais à vazão, constituindo-se o que é denominado de amostra integrada.

### 7.2.3.4 Escolha do tipo de amostra

Para obter amostras representativas é preciso conhecer o local a ser amostrado e seu comportamento, fazendo-se necessária uma primeira amostragem mais detalhada de reconhecimento, como por exemplo, investigação das características da seção transversal para verificar a necessidade de uma amostra integrada. Em algumas situações, amostras compostas durante um determinado período ou várias amostras simples em pontos diferentes são opções que poderão atender os objetivos do projeto.

A Figura 7.3 ilustra três comportamentos da vazão e do poluente ao longo do tempo. No caso 1, em que o poluente e a vazão apresentam pequena variação temporal, uma amostra simples pode ser representativa desse período. Para os locais onde se observa maior variação da concentração e pouca variação da vazão (caso 2) e deseja-se uma amostra composta, ela pode ser coletada em porções individuais iguais a cada intervalo de tempo fixo (1 hora, 30 minutos, etc.). Nas situações do caso 3, em que existem flutuações significativas de vazão e de concentração, é desejável combinar porções com volumes proporcionais à vazão (APHA, AWWA & WEF, 1995). Há duas formas de coletar amostras compostas proporcionais a vazão. Uma delas é coletar porções de volume constante com frequência proporcional à vazão. A segunda é amostrar em intervalos de tempo constante, porém com o volume de cada porção é proporcional à vazão.

Quando há variação grande de concentração na seção transversal, uma amostra integrada para obtenção da concentração média da seção será necessária. Em função da largura e profundidade, a ABNT/NBR 9897 (1987) recomenda amostras simples ou integradas, conforme pode ser visualizado na Figura 7.4. Para seções com pouca profundidade, amostras simples tomadas a meia profundidade podem ser suficientes. Para grandes larguras (maior que 5 m) deve-se investigar mais de uma vertical. Para profundidades maiores que 2 m, recomenda-se mais pontos de amostragem por vertical.

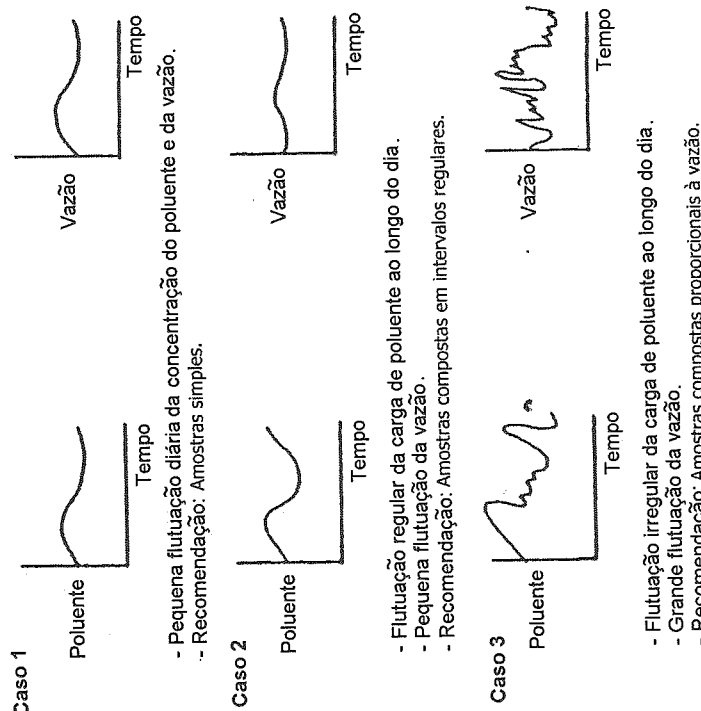


Figura 7.3 – Características temporais e o tipo de amostragem (Fonte: de U.S. EPA, apud Klodowski, 1996)

Dois outros critérios para coletar amostra integrada na seção transversal são descritos em Coimbra (1991). O primeiro trata de coletar em 4 pontos da seção transversal:

- ponto A: 25% da largura do rio a meia profundidade;
- ponto B: 50% da largura do rio a 20% da profundidade;
- ponto C: 50% da largura do rio a 80% da profundidade; e
- ponto D: 75% da largura do rio a meia profundidade.

Esse critério é adotado para rios com vazões inferiores a  $300 \text{ m}^3/\text{s}$  e cuja seção transversal apresenta diferenças significativas nas medições da temperatura e/ou condutividade, por exemplo.

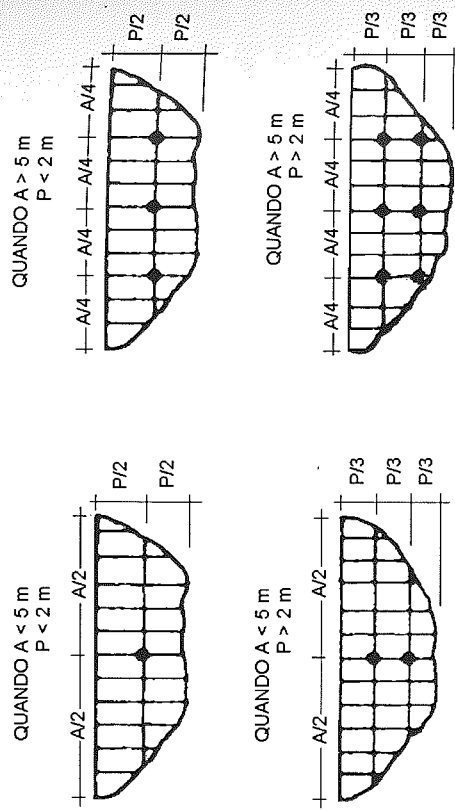


Figura 7.4 - Localização e pontos de amostragem ao longo da seção transversal de corpos receptores (Fonte: ABNT/NBR 9897, 1987)

O segundo critério recomenda a coleta de duas amostras a 20 e 80% da profundidade em cada uma das seis verticais distribuídas uniformemente na seção transversal. Este método se aplica a rios com vazões entre 300 e 1000 m<sup>3</sup>/s. Para vazões superiores a 1000 m<sup>3</sup>/s, o mesmo método pode ser aplicado, acrescentando uma vertical a cada incremento de 500 m<sup>3</sup>/s de descarga líquida.

Nos estudos da comunidade fitoplancônica em lagos e reservatórios é de interesse amostrar na zona eufótica (item 7.2.1), que é a camada iluminada e onde ocorre a produção primária.

Uma única amostra tomada na seção transversal muitas vezes não é representativa da seção de um curso de água. Um erro potencial com relação à coleta é ilustrado na Figura 7.5, podendo fornecer resultados completamente diferentes da realidade, se somente uma única amostra for coletada para representar toda a seção transversal. No entanto, é comum a avaliação da qualidade da água ser limitada por uma única amostra, por motivos econômicos ou operacionais. Nesses casos, quando não houver nenhum interesse especial nas margens, o ideal é amostrar, tão próximo quanto possível, do meio do canal e entre 20 e 40% da profundidade. Nesse ponto a velocidade é

maior e a possibilidade de sólidos sedimentarem é mínima, bem como, evita-se o material que se forma ou estagna nas margens ou nas margens internas das curvas dos rios.

Se o curso de água é sujeito a estratificação e somente uma amostra deve ser coletada, então ela pode ser tomada na camada superior, que está melhor misturada.

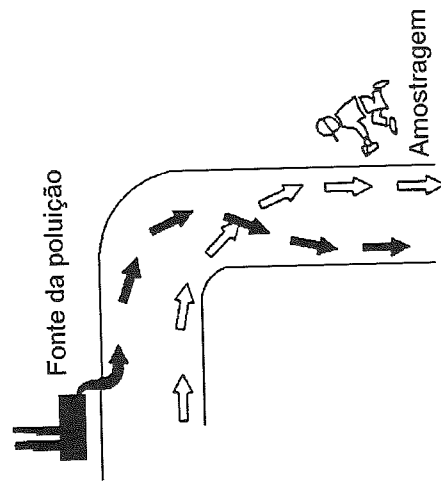


Figura 7.5 - Erro potencial na coleta de amostra em cursos de água (Fonte: Lippmann & Schlesinger, 1979)

## 7.2.4 Frequência e período de amostragem

No monitoramento de corpos receptores com finalidade de avaliação e controle da qualidade, recomenda-se, no mínimo, amostragens mensais (ABNT/NBR 9897, 1987). Em situações em que existe grande variação de qualidade, recomenda-se frequência maior de amostragem.

Tratando-se de estudos de cargas pontuais, deve-se cobrir períodos críticos de vazão. Para modelagem de qualidade da água com ênfase em cargas pontuais são necessários pelo menos três eventos de estiagem e no mínimo dois de cheias, sendo o inverso nos estudos de cargas difusas. É esperado que mudanças em eventos de estiagem



ocorram lentamente. Neste caso, o intervalo das coletas pode ser entre 1 e 2 horas. Dois dias consecutivos de amostragens com intervalos de 2 horas são mais eficientes que coletas em um dia com intervalos de 1 hora (The Waste Water Planning User Group Committee, 1998).

Como pôde ser visto, a frequência de amostragem é programada de acordo com os objetivos e com as características do corpo de água em estudo.

## 7.3 COLETA DE AMOSTRAS

Uma vez feito o planejamento do monitoramento da qualidade da água, parte-se para a coleta de amostras propriamente dita, a qual segue algumas regras gerais, como precauções necessárias no manuseio das amostras para que nenhuma substância externa seja introduzida no ato da coleta. Outras, no entanto, são específicas e dependem do parâmetro a ser determinado, como por exemplo, a forma de enchimento do frasco, volume de amostra, tipo de frasco e tipo de preservação. Algumas dessas regras são discutidas a seguir.

### 7.3.1 Tipo de coleta

#### 7.3.1.1 Amostragem manual

Consiste em imergir um frasco no corpo de água, com a boca voltada para baixo até a profundidade desejada. Em seguida deve-se incliná-lo com a boca posicionada contra a direção da corrente e enchê-lo com um volume de água. No caso de não haver corrente, o frasco é movido para frente.

Em coleta de profundidade são utilizados equipamentos de amostragem. Alguns tipos de amostradores de água existentes são mostrados na Figura 7.6. Os amostradores de ZoBell J-Z, de Niskin e a garrafa de Meyer descem fechadas e só serão abertas na profundidade desejada. Já os amostradores de Van Dorn e de Kemmerer descem com o cilindro aberto em ambas as extremidades e

só são fechados na profundidade de coleta. Estes dois últimos equipamentos são os mais conhecidos. Devem-se evitar amostradores construídos de latão, pois este material pode interferir em vários tipos de análises químicas e microbiológicas.

Os amostradores não devem tocar o fundo do corpo de água para não haver revolvimento do sedimento.

Por segurança, os técnicos de amostragem devem utilizar luvas de látex, botas impermeáveis e, no caso de amostragem por barcos, coletes salva-vidas.

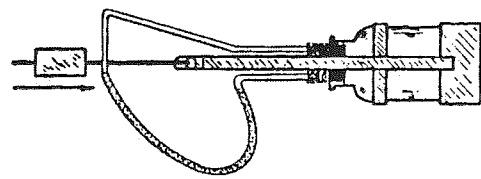
Na amostragem manual, o técnico deve estar atento para certos procedimentos e sequência de coleta das amostras. Se a coleta está sendo feita de barco, a amostra deve ser tomada de um ponto a montante do mesmo, onde ele não esteja interferindo no curso normal do rio. Quanto a sequência, as amostras para fins de determinação microbiológica devem ser coletadas antes de qualquer outra amostra para evitar o risco de contaminação do local por frascos não estéreis.

A água coletada e utilizada nas medições de campo não deve ser enviada para ensaios em laboratório, pois ela pode ter sua característica modificada.

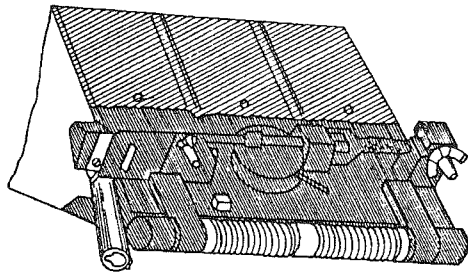
Certos cuidados devem ser tomados ao manusear as amostras. Os frascos devem se manter abertos somente o tempo necessário para enchê-los e não se deve tocar nas partes internas das tampas e frascos, para evitar riscos de contaminação.

Antes de encher o frasco, o mesmo deve ser enxaguado duas a três vezes com a água que está sendo coletada, a menos que ele já contenha o preservante. Nesse caso, tomar cuidado para não enchê-lo demais e ocasionar o transbordamento, pois isso pode acarretar em perda de preservante e, conseqüentemente, uma amostra mais diluída.

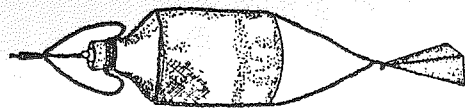
No caso de amostras com preservantes, os frascos devem ser fechados e a amostra homogeneizada com movimentos lentos.



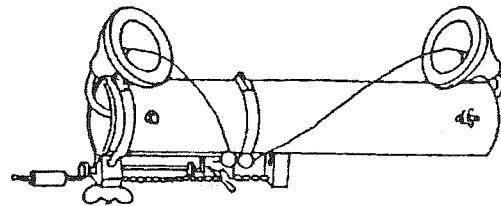
ZoBell J-Z



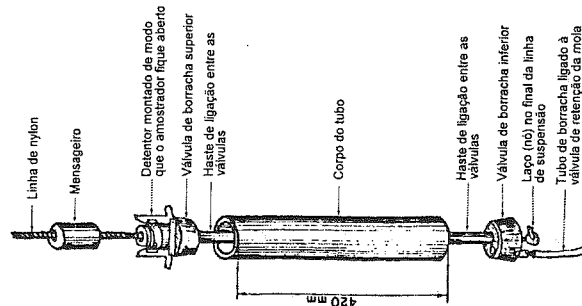
Niskin



Meyer



Van Dorn



Kemmerer

Figura 7.6 - Tipos de amostradores de água  
(Fonte: ABNT/NBR 9898, 1987)

Devido às particularidades de amostragem para cada parâmetro, é preciso consultar métodos específicos de coleta para o mesmo ou informar-se com o laboratório onde se realizarão as análises. Por exemplo, nas amostras para determinação de compostos orgânicos voláteis, é preciso deixar um espaço livre equivalente a aproximadamente 1 % do volume do frasco, apenas para permitir expansão térmica durante o transporte. Isso já não vale para amostras para determinação de óleos e graxas, onde o frasco não deve ser totalmente cheio.

Cuidados ao encher o frasco também devem ser tomados com as amostras para determinação de acidez, alcalinidade e ferro ferroso, não permitindo bolhas de ar, enchendo-o completamente e fechando-o hermeticamente, devido à interferência de gases dissolvidos nesses parâmetros.

Para determinação microbiológica, cuidados especiais devem ser tomados na coleta:

- os frascos, devidamente limpos e esterilizados, devem ser mantidos fechados até a hora de enchê-los;
- remover a tampa junto com sua proteção, com cuidado para não tocar nas partes internas da tampa e gargalo do frasco e não permitir que a parte interna da tampa repouse no solo ou em local que possa contaminar a amostra; e
- não enxaguar o frasco e não enchê-lo completamente.

Uma marca no frasco indicando até onde ele deve ser preenchido com a amostra pode auxiliar muito o técnico responsável pela coleta.

### 7.3.1.2 Amostragem automática

A coleta de amostras pode ser realizada sem a presença de técnicos, por meio de equipamentos automáticos, os quais consistem basicamente de 3 partes, sendo elas o sistema de adução de amostras, composto pelo ponto de tomada da amostra, tubo de adução e bomba; controlador eletrônico e frascos para amostras. Alguns modelos

possuem ainda sistema de refrigeração com controle com termostato para preservar as amostras.

O ponto de tomada da amostra é o primeiro ponto onde ela entra em contato com o amostrador. Seu diâmetro deve ser suficientemente grande para que a água entre sem obstrução, porém também pequeno para manter a velocidade adequada, prevenindo a sedimentação de partículas de sólidos (Dick, 1996).

Os dois tipos de bombas comumente usados nos amostradores automáticos são a bomba peristáltica e a vácuo. Uma das vantagens da bomba peristáltica se encontra no fato da amostra só entrar em contato com o tubo de adução, facilitando a limpeza e diminuindo o risco de contaminação. Outra vantagem está na possibilidade de se projetar a velocidade adequada de adução. Alta velocidade de adução aumenta o potencial de sólidos na amostra, superestimando os valores presentes na fonte. Por outro lado, baixas velocidades permitem a sedimentação de sólidos, subestimando os valores (Dick, 1996). A desvantagem desta bomba está no vácuo criado na sua operação e que leva a perdas de gases presentes na água, tornando este tipo de amostrador inadequado para coletar amostras para determinação de compostos orgânicos voláteis. A segunda desvantagem é a limitação da profundidade máxima de adução em 8 m.

O sistema de bombeamento a vácuo possui alta velocidade de adução, bombeando maior quantidade de sólidos para a amostra. Além disso, o vácuo requerido faz com que as perdas de gases dissolvidos e compostos orgânicos voláteis sejam altas. A limpeza do sistema de adução também é difícil, conseqüentemente existe alto potencial de contaminação da amostra, podendo fornecer resultados imprecisos (Dick, 1996).

Por meio do controlador eletrônico são especificados tipos e volumes de amostras a serem tomadas, a frequência com que elas devem ser coletadas e em qual frasco devem ser depositadas. Alguns controladores eletrônicos podem se comunicar com equipamentos eletrônicos de medição, como medidor de vazão, pH, precipitação ou temperatura e podem ser acionados para uma determinada condição desses parâmetros. Apresenta, portanto, vantagens em relação à amostragem manual, pois pode-se coletar automaticamente, por

exemplo, quando começar a chover ou quando o nível do corpo de água estiver acima de um determinado valor. Outra vantagem sobre a amostragem manual ocorre em situações em que amostras devem ser coletadas por um longo período de tempo ou com grande frequência.

Existem equipamentos automáticos portáteis e fixos para a coleta de amostras de água. Amostradores automáticos portáteis são projetados para serem de fácil transporte (compactos e leves) e funcionam geralmente com baterias. A Figura 7.7 mostra um esquema desse tipo de amostradores.

Os amostradores fixos são projetados para aplicações permanentes e por isso são mais robustos. Existem diferentes configurações e tamanhos de frascos, em geral, 1x25 L e 24x1000 mL. A Foto 7.1 mostra dois instrumentos utilizando frascos de vidro, porém existem modelos em polietileno.

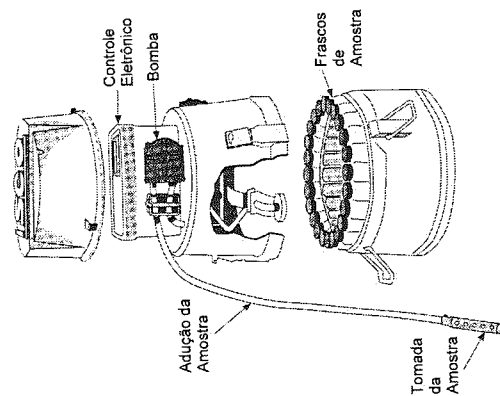


Figura 7.7 – Esquema de um mostrador automático portátil. (Fonte: Dick, 1996)



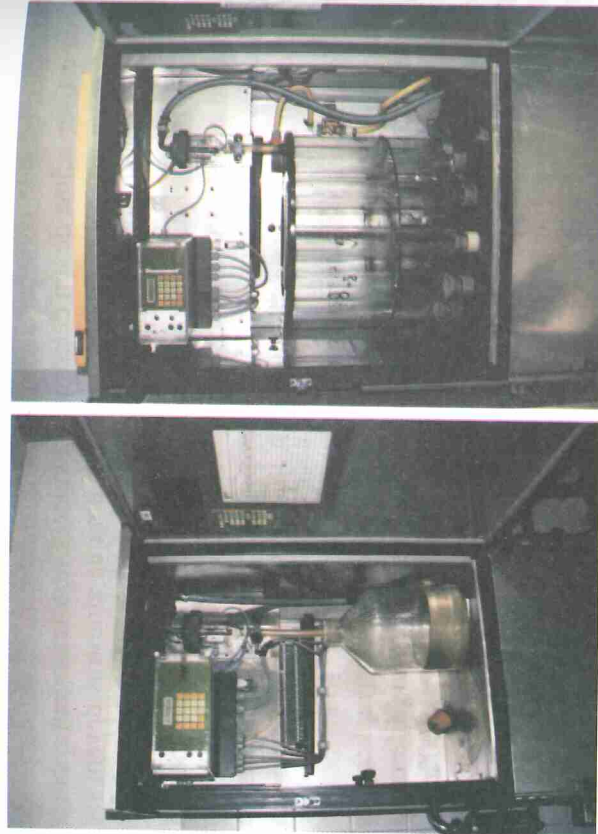


Foto 7.1 – Amostradores automáticos fixos

### 7.3.2 Volume de amostra

O volume de amostras deve estar representando o corpo de água em observação, ser suficiente para a análise de laboratório e ser o mínimo possível para otimizar o transporte e armazenamento. Ao se tratar de uma água com concentrações muito pequenas é necessário maior volume para possibilitar a determinação, devido a limitações do método analítico. Porém, em casos de altas concentrações é preferível que o volume seja otimizado para que não haja excesso de amostra e que ela possa ser descartada no sistema de esgoto do laboratório.

Para cada procedimento analítico é exigido um determinado volume de amostra, consequentemente é preciso sempre estar em concordância com o laboratório de análises. A Tabela 7.4 mostra o volume mínimo de amostras para alguns parâmetros.

A princípio, todo o volume necessário para as análises que

exigem a mesma técnica de preservação e mesmo tipo de frasco (itens 7.3.3 e 7.3.4) podem estar num mesmo recipiente. No entanto, para determinação de óleos e graxas, a amostra deve ser armazenada isoladamente e, de preferência, a coleta realizada com o próprio frasco, para que não haja perda de graxa nos equipamentos de amostragem.

### 7.3.3 Tipo de frasco

Os frascos utilizados para coleta de água devem ser quimicamente inertes (para evitar reações com a amostra) e com perfeita vedação (para evitar contaminação ou perda de material durante o transporte). Eles podem ser de polietileno (P), de vidro neutro ou borossilicato (V) e borossilicato âmbar (VA), devidamente limpos.

O frasco de vidro é inerte a todos os constituintes, exceto a forte alcalinidade. Frascos de polietileno não são inertes a óleos e graxas, devendo ser utilizados, neste caso, frascos de vidro de boca larga.

Para o caso de metais, o tipo de frasco depende do metal que será determinado. A ABNT/NBR 9898 (1987) recomenda não usar frasco de polietileno para lítio e usar de preferência frasco de teflon para zinco.

Em casos em que o frasco de polietileno seja aceitável, recomenda-se seu uso por ter um preço mais atrativo, ser mais leve e não ser frágil. A desvantagem está na dificuldade de remoção de componentes adsorvíveis e também da esterilização ser por métodos menos corriqueiros, como com óxido de etileno e radiações gama, sendo somente alguns tipos autoclaváveis.

Na Tabela 7.4 são apresentados alguns parâmetros de qualidade da água e o tipo de frasco recomendado para armazenamento da amostra.

Tabela 7.4 - Parâmetros físico-químicos (Fontes: ABNT/NBR 9898, 1987; <sup>†</sup>APHA, AWWA & WEF, 1995)

Parâmetro	Tipo de frasco	Volume mínimo (mL)	Tipo de amostra <sup>†</sup>	Preservação	Prazo para análise	Obs
Acidez	P, V	100	s	Refrigerar a 4°C	24 h	
Alcalinidade	P, V	200	s	Refrigerar a 4°C	24 h	(A)
Boro	P	100	s, c	Refrigerar a 4°C	28 dias	
Brometo	P, V	100	s, c	Refrigerar a 4°C	28 dias	
Carbono orgânico	V	100	s, c	H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> ou HCl até pH<2. Refrigerar a 4°C	7 dias	
Cálcio	P			Refrigerar a 4°C	7 dias	
Cianeto total	P, VA	500	s, c	NaOH 10N até pH>12. Refrigerar a 4°C	24 h	(B)
Cloreto	P, V	250	s, c	-	7 dias	
Cloro residual	P, V	500	s	-	30min*	
Condutividade	P, V	500	s, c	Refrigerar a 4°C	28 dias	
Cor	P, V	300	s, c	Refrigerar a 4°C	48 h	
Cromo	P, V	300	s	Refrigerar a 4°C	24 h	(C)
Hexavalente						
DBO	P, V	2000	s	Refrigerar a 4°C	7 dias	***
DQO	P, V	100	s, c	H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> conc. até pH<2. Refrigerar a 4°C	7 dias	
Dióxido de carbono (CO <sub>2</sub> )	P, V	100	s	-	-	*
Dureza	P, V	100	s, c	HNO <sub>3</sub> conc. Até pH<2. Refrigerar a 4°C	180 dias	
Fenóis	V	1000	s, c	H <sub>3</sub> PO <sub>4</sub> 1:0 pH<2. Refrigerar a 4°C	24 h	(D)
Fluoreto	P	1000	s, c	-	28 dias	
Ferro ferroso	P, V	100		2 mL HCl conc/100mL de amostra	180 dias	(E)
Ortofosfato	P	100		Refrigerar a 4°C	24 h	(F)
Fosfato inorgânico	V	100	s	H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> até pH<2. Refrigerar a 4°C	24 h	
Fósforo total	V	200		H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> até pH<2. Refrigerar a 4°C	28 dias	
Fósforo total	V	200		H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> até pH<2. Refrigerar a 4°C	24 h	

Tabela 7.4 - Parâmetros físico-químicos (continuação)

Parâmetro	Tipo de frasco	Volume mínimo (mL)	Tipo de amostra <sup>†</sup>	Preservação	Prazo para análise	Obs
Herbicidas fenoxiácidos clorados	VA c/ tampa teflon	1000		H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> conc. até pH<2. Refrigerar a 4°C	12 h	(G)
Iodeto	P, V	300		Refrigerar a 4°C	24 h	
Iodo	P, V	500	s, c	-	30 min	*
Mercurio	P, V	500	s, c	2 mL sol. K <sub>2</sub> Cr 207 a 20% dissolv. em sol. HNO <sub>3</sub> 1:1. Refrigerar a 4°C	24 dias	(H)
Metais (em água)	P, V	1000	s	HNO <sub>3</sub> conc. Até pH<2	180 dias	(I)
Nitrato	P, V	200	s, c	H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> até pH=2. Refrigerar a 4°C	48 h	
Nitrito	P, V	100	s, c	Refrigerar a 4°C	74 h	(J)
Nitrogênio albuminóide	P, V	500		H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> até pH<2. Refrigerar a 4°C	24 h	(L)
Nitrogênio amoniacal e/ou orgânico	P, V	1000	s, c	H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> conc. Até pH<2. Refrigerar a 4°C	24 h	(L)
Nitrogênio total kjeldahl	P, V	1000	s, c	H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> conc. Até pH<2. Refrigerar a 4°C	7 dias	(L)
Odor	V, tampa esmerilhada	1000	s	Refrigerar a 4°C	*	
Óleos e graxas	V, boca larga	1000	s	HCl ou H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> até pH<2	28 dias	(M)
Oxigênio consumido	P, V	150		Refrigerar a 4°C	24 h	
Oxigênio dissolvido	V (N)	300	s	2mL sol. sulfato man-ganoso e 2mL sol. Alkali iodeto-azida	8 h	(N)
Pesticida carbamato	VA (G)	-		H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> até pH<2 e 10g Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> /L	**	
Pesticida organoclorado (águas)	VA (G)	1000		Refrigerar a 4°C	7 dias	(O)

Tabela 7.4 - Parâmetros físico-químicos (continuação)

Parâmetro	Tipo de frasco	Volume mínimo (mL)	Tipo de amostra	Preservação	Prazo para análise	Obs
Pesticida organoclorado (Mat. biológico)	Folhas alumínio	10g (organismos de fundo)		Congelar imediatamente ou preservar com 5 a 10% de formalina ou 70% etanol	-	
Pesticida organofosforado	VA (G)	1000		Congelar imediatamente	4 dias	
pH	P, V	200	s	Refrigerar a 4°C	6 h	*
PH de saturação	P, V	300		Refrigerar a 4°C		
Prata	P, VA	250		HNO <sub>3</sub> até pH<2 ou sal sódico de EDTA 0,4 g/mL de amostra	10 dias	
Resíduo gravimétrico	P, V	1000		Refrigerar a 4°C	7 dias	(P)
Resíduo sedimentado	P, V	1000		Refrigerar a 4°C	7 dias	
Silica	P	200	s, c	Refrigerar a 4°C	28 dias	
Sulfato	P, V	300	s, c	Refrigerar a 4°C	7 dias	
Sulfeto total	V	1000		2mL de sol. acetato de zinco 2N/litro amostra, e sol. NaOH 6N até pH<9	7 dias	(Q)
Sulfeto solúvel	V, boca estreita c/ tampão esmerilhada	1000		®	7 dias	
Sulfito	P, V	200	s, c	Refrigerar a 4°C	24 hrs	(Q)
Surfactante antônico	P, V	500		Refrigerar a 4°C	24 h	
Trihalometano	VA (T)	25		(U)	14 dias	(V)
Turbidez	P, V	200	s, c	Refrigerar, manter ao abrigo da luz	24 h	

\* Analisar o mais breve possível. \*\* Extrair imediatamente. \*\*\* Ver texto

s: Amostra simples. c: Amostra composta

(A) até (V): observações se encontram na norma técnica ABNT/NBR9898 (1987)

Cuidados na lavagem dos frascos devem ser tomados para remover resíduos que possam interferir na análise, e se esta for bacteriológica, os frascos devem ser ainda esterilizados. Métodos de lavagem recomendados para cada parâmetro podem ser encontrados em ABNT/NBR 9898 (1987); APHA, AWWA & WEF (1995) e Souza & Derisio (1977).

### 7.3.4 Preservação da amostra e prazo para análise

As amostras, após a coleta, continuam a mudar física, química e biologicamente, por isso o ideal seria que a análise laboratorial fosse imediata. Todavia isso nem sempre é praticável e por isso a amostra deve ser preservada. É importante que os procedimentos utilizados para estabilizar um contaminante de interesse não afete a determinação de outro (Lippmann & Schlesinger, 1979).

As amostras, mesmo preservadas, têm um prazo de validade, o qual é contado desde a amostragem até o momento da análise.

A completa integridade das amostras até a análise não é garantida na prática. Técnicas de preservação somente retardam mudanças químicas e biológicas, que inevitavelmente irão acontecer após a amostragem. Uma técnica muito utilizada para preservar as propriedades da amostra consiste em mantê-la refrigerada, método que, sem congelamento, minimiza o potencial de volatilização de gases dissolvidos e reduz atividades microbiológicas.

Além da refrigeração, os métodos de preservação abrangem o controle de pH, uso de frascos opacos ou âmbar, filtração, adição de produtos químicos e congelamento.

A desvantagem da adição de uma substância química consiste na possibilidade de afetar a composição da amostra, interferir no método analítico ou introduzir alguma impureza no material a ser analisado.

As medidas de preservação recomendadas em cada caso devem ser seguidas cuidadosamente, principalmente com amostras contendo compostos orgânicos e metais traços, nas quais a concentração é muito



pequena e os resultados da análise podem ser totalmente distorcidos. É conveniente que, para cada parâmetro, sejam tomados os cuidados específicos, descritos na literatura indicada, especialmente baseado no método analítico (consultar APHA, AWWA & WEF, 1995).

Para alguns parâmetros, a Tabela 7.4 fornece o tipo de preservação necessária e recomendações para o prazo máximo de armazenamento. No caso de amostras para análise da DBO, elas devem ser refrigeradas para diminuir a atividade bacteriana, porém recomenda-se que sejam analisadas o mais rapidamente possível. A ABNT/NBR 9898 indica 7 dias como prazo de análise, enquanto que o *Standard Methods* (APHA, AWWA & WEF, 1995) é mais rígido e recomenda 6 h, sendo que o regulamento americano aceita até 48 h. No caso de amostras para determinação de óleos e graxas, se o período entre coleta e análise tardar mais que 2 h, a amostra deve ser acidificada com ácido clorídrico 1:1 até pH < 2 e refrigerada. A análise deve ser feita antes de 28 dias com relação à coleta.

Na prática, para determinação de parâmetros físico-químicos, os frascos já vão a campo contendo o preservante, no entanto, para determinação de metais dissolvidos, a amostra deve ser previamente filtrada em membrana de porosidade 0,45 µm, imediatamente após a coleta e antes da adição do preservante (ABNT/NBR 9898).

O laboratório deve estar preparado para receber as amostras e dispor de local adequado para armazená-las e analisá-las, uma vez que muitas amostras necessitam de refrigeração e possuem prazo de validade para análise. Nos casos em que a duração da campanha de coleta for maior que o prazo de validade, a amostra deve ser remetida por correio ou outro meio para o laboratório. Para isso, é preciso planejar a forma de remessa e alocar o pessoal responsável para executar a tarefa.

### 7.3.5 Identificação das amostras

Os frascos de amostras devem ser etiquetados com as seguintes informações: nome do projeto, código da amostra, local, data e horário da coleta, tipo de preservação (refrigeração, ácido sulfúrico ou outra

substância) e parâmetro a ser determinado. A denominação do projeto é importante devido ao fato do laboratório analisar outras amostras e poder ocorrer duplicidade de código. A informação do tipo de preservação tem a finalidade de prevenir tanto o técnico da amostragem como o do laboratório no manuseio da amostra. Frascos contendo preservantes devem ser cuidadosamente manuseados na coleta (item 7.3.1.1) e no laboratório, a presença de ácidos pode eliminar a adição do mesmo antes da digestão (exemplo do ferro) e até evitar que a amostra seja utilizada para determinar parâmetros que sofrem interferências por esse preservante. O parâmetro que será determinado é importante a fim de se tomar os cuidados necessários, por exemplo, de encher completamente ou não o frasco, assunto discutido anteriormente.

### 7.3.6 Ficha de registro

Algumas informações básicas devem ser anotadas a cada coleta, sendo normalmente utilizada uma ficha de registro para informações de campo. A Figura 7.8 mostra um modelo de planilha de campo e as informações que devem ser medidas no ato da coleta. As principais são:

- procedência da amostra, se é de águas superficiais (rios ou lagos), efluentes industriais ou doméstico, água de poço, entre outros;
- data e hora da coleta;
- técnico responsável pela coleta;
- tipo de amostra coletada;
- uma descrição das condições climáticas no momento da coleta e no período anterior à ela (48 h);
- informações da localização do ponto de amostragem, como coordenadas geográficas, altitude e acidentes geográficos ou edificações próximos;
- profundidade do local e de coleta;

## QUALIDADE DA ÁGUA

Estação: \_\_\_\_\_ Código: \_\_\_\_\_  
 Procedência da amostra: \_\_\_\_\_ rio: \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_ lago: \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_ outra: \_\_\_\_\_  
 Data da coleta: \_\_\_\_\_ Hora da coleta: \_\_\_\_\_  
 Técnico responsável: \_\_\_\_\_  
 Tipo da amostra: \_\_\_\_\_ simples \_\_\_\_\_ composta \_\_\_\_\_ integrada  
 Condições climáticas: durante a coleta: \_\_\_\_\_  
 no período anterior à coleta: \_\_\_\_\_  
 Medidas em campo: \_\_\_\_\_  
 Coordenadas: \_\_\_\_\_ Altitude: \_\_\_\_\_  
 Profundidade do ponto: \_\_\_\_\_ Profundidade de coleta: \_\_\_\_\_  
 Largura: \_\_\_\_\_ Disco de Secchi: \_\_\_\_\_  
 Temperatura ambiente: \_\_\_\_\_ Temperatura da água: \_\_\_\_\_  
 pH: \_\_\_\_\_ OD: \_\_\_\_\_  
 Régua limnométrica: \_\_\_\_\_ Vazão: \_\_\_\_\_

Observações:

- largura da seção transversal;
- medições de parâmetros no campo: pH, OD, temperatura do ar e da água, profundidade do disco de Secchi;
- vazão e/ou cota limnométrica; e
- informações como estruturas hidráulicas, estações de captação de água, descargas ou até mesmo observações da presença de mata ciliar ou erosão são importantes na modelagem ou numa análise ambiental. A localização deles na ocasião das campanhas de campo pode trazer subsídios para a interpretação dos resultados.

### 7.3.7 Equipamentos de medição no campo de parâmetros de qualidade da água

Equipamentos de medição de parâmetros de qualidade da água comumente utilizados são para medir pH, condutividade elétrica, OD e temperatura. A Foto 7.2 mostra um pH-metro portátil.

Estes equipamentos são compostos por duas partes: a sonda, que entrará em contato com a água, e o receptor (Figura 7.9). Cada aparelho tem seu procedimento particular de uso, que se encontra no manual do equipamento. De maneira geral, o equipamento deve ser primeiramente calibrado e, na medição, a sonda dos equipamentos portáteis deve ser enxaguada com água deionizada ou destilada antes e depois de cada medição e não deve ser posicionada muito perto do sedimento, para que ele não interfira nas medidas da coluna de água. A leitura deve ser feita após estabilização do ponteiro ou do visor.

O disco de Secchi é circular, preto e branco, utilizado para medir a transparência da água (Foto 7.3). Ele deve ser imerso no ponto desejado, abaixando-o até que se torne invisível. Logo em seguida, deve-se subi-lo até que se torne novamente visível. A média dessas duas profundidades é a profundidade do disco de Secchi.

Figura 7.8 – Ficha de registro para informações de campo



Foto 7.2 – Equipamento de medição portátil: pH-metro

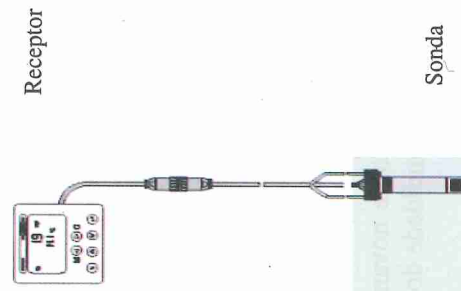


Figura 7.9 – Esquema de equipamento de medição  
(Fonte: <http://www.wtw.de/de/index.html>)

### 7.3.8 Transporte

O transporte dos frascos de amostras e equipamentos deve ser seguro, evitando quebras, derramamentos ou contaminação. Para tal, recomenda-se o uso de caixas que mantenham os equipamentos e frascos firmes e, para amostras refrigeradas, caixas revestidas com isopor. Muitas vezes, o uso de engradados é bastante conveniente.



Foto 7.3 – Disco de Secchi

### 7.3.9 Verificação e manutenção dos equipamentos

Os equipamentos devem ser verificados antecipadamente para garantir a segurança e funcionalidade dos mesmos durante a coleta. Em certas campanhas, inclusive, a equipe pode optar por levar equipamentos extras por precaução. Sempre devem ser levadas baterias reserva “carregadas” para os equipamentos que as usem.



Após os trabalhos de campo, os equipamentos devem ter a manutenção e cuidados adequados antes de serem guardados, ou seja, ser enxaguados com água limpa e secos. Molas, fechos, conexões, torneiras e marcas de profundidade devem ser verificados e, se preciso, nova pintura contra corrosão deve ser providenciada. Quando necessário devem ser lubrificados e muitas vezes uma aplicação leve de óleo em spray constitui-se em uma boa proteção contra corrosão. As pilhas e baterias devem ser retiradas e guardadas separadamente.

#### 7.4 ANÁLISE LABORATORIAL

A análise laboratorial não faz parte do escopo deste livro, por isso não será abordado profundamente o assunto, senão chamando a atenção para alguns cuidados gerais que devem ser tomados.

Vários fatores importantes devem ser levados em consideração nesta etapa, dentre eles:

- equipe especializada para a realização das análises;
- cumprimento rigoroso dos métodos na realização das determinações analíticas;
- grau de pureza dos reagentes utilizados;
- limpeza adequada dos frascos e vidrarias;
- utilização de vidrarias aferidas;
- armazenamento adequado das amostras;
- cumprimento das análises no prazo de validade das amostras;
- faixa de detecção do método analítico adequado à amostra; e
- determinação no mínimo em duplicata principalmente de amostras com concentrações baixas, onde ela está mais propícia a influências.

#### 7.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O problema da poluição dos corpos de água vem adquirindo dimensões cada vez maiores, exigindo que medidas preventivas e corretivas sejam tomadas. O conhecimento dos processos e das inter-relações que ocorrem no meio ambiente permite um planejamento racional dessas medidas. Este conhecimento é baseado em última instância nos dados monitorados, sendo a sua qualidade o que leva a determinar a qualidade das conclusões dos estudos e pesquisas.

Todo estudo de qualidade da água requer imprescindivelmente dados de campo e análise de amostras, sem os quais qualquer estudo constitui-se em mera especulação. Sempre é válido enfatizar este fato e a necessidade de se dispor de informações coletadas no campo, e se for o caso, analisadas em laboratório de qualidade.

O processo de coleta de amostras exige cuidados especiais devido às particularidades de cada parâmetro e do seu método de determinação. É preciso estar atualizado com as novas metodologias que são desenvolvidas e com os diferentes cuidados que elas exigem. A Tabela 7.4 apresenta de forma resumida recomendações de volumes a coletar, tipo de frasco e tipo de preservação necessária. No entanto, ela deve ser complementada com informações mais detalhadas disponíveis na literatura especializada e com informações e exigências do laboratório que realizará as análises.

### 8.1 INTRODUÇÃO

A maior parte dos rios acabam, mais cedo ou mais tarde, descarregando as suas águas em mares e oceanos. Quando isso acontece, as águas doces dos rios não só encontram as águas salgadas dos mares e oceanos, mas sofrem a influência de processos tipicamente marinhos, tais como as marés, as ondas e os processos de mistura.

Assim como os rios influenciam boa parte do mar onde deságuam (as águas do Amazonas podem ser identificadas até no mar Caribe), fenômenos tipicamente marinhos influenciam, às vezes, até centenas de quilômetros rio acima, os cursos de água doce que nele desembocam.

É por isso que se faz necessário, para completar os estudos de hidrologia aplicada, dedicar um tempo ao estudo da dinâmica costeira, aos fenômenos que ocorrem nos estuários e lagoas e como estes fenômenos modificam a hidrodinâmica dos rios que levam suas águas até o oceano.

Primeiramente, é importante descrever e dedicar uma boa atenção a estes sistemas costeiros que pela sua origem e natureza são o local de encontro das águas marinhas com as águas superficiais de origem continental. Os estuários, como genericamente são conhecidas estas formações costeiras, exercem um papel primordial no sistema continente-oceano, não só pela sua complexidade dinâmica, mas por serem locais onde a biota e muitos fenômenos biológicos têm a maior relevância. Não menos importante é, também, o fato das populações

humanas estarem assentadas nas regiões costeiras, quase que totalmente nas proximidades de estuários. Ao fornecimento de água doce, soma-se a riqueza biológica usualmente associada a regiões estuarinas, fonte de alimento tanto terrestre quanto marinho. Por serem regiões mais protegidas que as costas abertas, os estuários e lagoas costeiras são locais de grande importância econômica, abrigam portos e, muitas vezes, atividades industriais e turísticas.

Além de dedicar uma certa atenção a estes locais particulares, alguns fenômenos de especial relevância nos estuários devem ser considerados face a qualquer estudo hidrológico em rios que sofrem a influência da dinâmica estuarina. Assim, a penetração da maré a montante da desembocadura, às vezes atingindo centenas de quilômetros, modifica regularmente os níveis do rio, sem que isto implique necessariamente em mudanças de vazão. A penetração da maré em rios de zona costeira é um destes fenômenos, e provoca também a chamada intrusão salina no leito dos rios (a água salgada é mais densa). Mesmo quando não atinge centenas de quilômetros rio acima, este fenômeno pode provocar graves problemas, por exemplo, no bastecimento de água, contaminando com sais áreas de coleta de água superficial ou, até, atingindo os reservatórios naturais subterrâneos, quando o lençol freático é contaminado pela água do mar.

Outros fenômenos relevantes que podem ser mencionados e que acontecem quase que exclusivamente nas regiões estuarinas são de caráter sedimentológico, sendo que conspiciamente barras e depósitos de material, tanto de origem continental quanto oceânico podem ser encontrados nas desembocaduras de rios na zona costeira. Além desta característica morfodinâmica particular, outros fenômenos até mais curiosos são particulares das regiões onde a dinâmica oceânica interage com a dos rios e cursos de água superficial. A mais notável talvez seja a "pororoca", que é uma onda solitária gerada pela complexidade do encontro das águas do rio (o Amazonas é apenas um dos muitos onde isso acontece) com as marés e correntes marinhas.

Finalmente, e para enriquecer a parte prática deste capítulo, é apresentado um breve exemplo real de medição em rios, com instrumentos tipicamente oceanográficos. O exemplo, que não

corresponde a uma situação costeira, é o que vem sendo trabalhado ao longo deste livro, sendo que corresponde a medições no rio Iguaçu, no estado do Paraná, Brasil, na cidade de União da Vitória.

## 8.2 DEFINIÇÃO DE ESTUÁRIO

Após muita discussão para estabelecer uma definição mais geral e aceitável sob o ponto de vista da Oceanografia Física, um estuário passou a ser conceitualmente definido como "[...] um corpo de água semi-fechado, com uma livre abertura para o oceano ou mar adjacente, no interior do qual a água do mar é mensuravelmente diluída pela água dos rios proveniente da drenagem das águas continentais" (Pritchard, 1952; Cameron & Pritchard, 1963).

Em uma nota apresentada ao *Geophysics of Estuaries Panel* (1977), encontra-se o termo "zona estuarina", para referir-se não somente ao estuário caracterizado pela definição acima, como também às áreas de transição (baías, lagoas, águas interiores, canais, áreas inundadas pela maré e áreas costeiras entre marés), afetadas direta ou indiretamente pelo estuário.

Kjerfve (1989) tomando como ponto de partida a gênese geológica desses ambientes costeiros e o fato de que os mesmos apresentam vários estágios de desenvolvimento em diferentes escalas de tempo, dependentes de um lado dos ciclos de glaciação e de outro das variabilidades locais (suprimento de sedimentos, fatores climáticos, geológicos e energéticos - correntes, ondas e marés), propôs uma definição sistemática para as zonas ou sistemas estuarinos: é um ambiente costeiro, com conexão restrita com o oceano adjacente, a qual permanece aberta pelo menos intermitentemente. Esse sistema pode ser dividido em três regiões distintas:

- zona de maré do rio (ZR), a parte fluvial contendo apenas água doce, mas sujeita à influência da maré;
- zona de mistura (ZM), o estuário propriamente dito, que se caracteriza pela mistura de massas de água distintas (doce e do



mar) e conseqüentemente por uma acentuada variação espacial e temporal das propriedades. Esta zona estende-se entre a ZR e a entrada do estuário (desembocadura); em alguns casos esta última pode ser limitada fisicamente por uma barra de areia ou um delta de maré vazante;

- zona costeira (ZC), a região costeira do mar adjacente, que se caracteriza por uma maior turbidez se comparada ao ambiente adjacente; horizontalmente essa zona se estende até a chamada zona frontal.

Os limites entre as zonas que compõe os diferentes segmentos de um estuário são dinâmicos e as suas posições geográficas variam continuamente desde escalas menores do que um ciclo de maré, até escalas de tempo geológico. Entretanto, é possível que num dado sistema estuarino essas zonas não estejam simultaneamente presentes. Assim, por exemplo, lagoas costeiras em regiões áridas ou semi-áridas onde a amplitude de maré é pequena, podem não exibir a ZR. Um caso extremo pode ocorrer durante a enchente de rios com vale estreito; a ZM pode não existir temporariamente e todo o processo de mistura ocorre na ZC. Por outro lado, as ZR e ZC poderão ser praticamente inexistentes em sistemas estuarinos localizados em regiões com pequena amplitude de maré e pequena descarga de água doce e de sedimentos em suspensão.

A extensão horizontal da ZC depende da intensidade da descarga do rio. Essa zona é também conhecida como pluma do rio. Como um caso espetacular de ocorrência da pluma do rio, deve-se mencionar a do Rio Amazonas, cuja influência sobre o Oceano Atlântico pode ser identificada por milhões de quilômetros quadrados, correspondendo à mais extensa pluma de água doce identificável no oceano.

### 8.3 HIDROLOGIA DE ESTUÁRIOS

Do ponto de vista físico, as variáveis mais importantes no controle da água nos estuários são a quantidade de mistura entre água doce e salgada e a taxa na qual a mistura ocorre. Essas variáveis, por

sua vez, são controladas pelos seguintes fatores:

- Descarga dos rios - A medida que o rio flui em direção ao mar, ele desloca a água do estuário e a substitui por uma água nova. A velocidade com que a água é trocada depende da velocidade com que o rio flui. Uma estimativa grosseira do tempo de substituição da água no estuário é dada pelo tempo de fluxo, definido como:

$$t_f = \frac{V}{Q} \quad (8.1)$$

Onde:  $V$  - é o volume do estuário; e  
 $Q$  - a descarga do rio.

- Precipitação, evaporação e ventos - Em regiões áridas e nos trópicos, onde existe distinção entre estações secas e úmidas, a hidrologia estuarina é influenciada pela evaporação diária e pelos efeitos da precipitação. Naturalmente que, quando a chuva é suficientemente espalhada ou prolongada a ponto de dar início ao sobre fluxo dos rios, os efeitos do rio são dominantes, mas, do contrário, o balanço entre precipitação e evaporação irá determinar a salinidade do estuário. O vento afeta tanto a circulação quanto a estrutura de salinidade do estuário. Um vento suficientemente forte e duradouro mistura totalmente a água desde o topo até o fundo, induzindo um fluxo de superfície na direção do vento e um fluxo de retorno por baixo. Já os ventos episódicos podem gerar *seiches*, que são ondas de superfície de alta frequência, dentro do estuário.
- Marés - O volume de água dentro de um estuário com uma conexão aberta com o mar irá variar de acordo com a oscilação do nível do mar. Na maré alta as marismas são cobertas e nas marés baixas as planícies ficam expostas. O volume de água que entra no estuário entre uma maré baixa e a próxima maré alta, devido exclusivamente ao efeito da maré, é denominado prisma de maré e é aproximadamente calculado multiplicando-se o range de maré ( altura máxima - altura mínima) pela área superficial média do estuário .
- Topografia - As ondas de maré interagem com o fundo do mar de

maneira complexa, não linear. Como a topografia do estuário varia (variam: a largura da seção transversal, a profundidade e a curvatura do canal), as interações entre correntes de maré e a forma do fundo raramente são idênticas em dois locais do estuário, podendo gerar grandes variações espaciais de velocidade que dão origem a um fluxo residual.

- Grau de turbulência - Os fluxos estuarinos são movimentos instáveis, não uniformes, nos quais as diferenças de densidade possuem um papel importante. Os processos turbulentos contribuem significativamente no transporte de momento, calor e massa, influenciando os perfis de velocidade e a distribuição do material dissolvido e em suspensão.

## 8.4 VARIÁVEIS, INSTRUMENTOS E MÉTODOS PARA ESTUDOS HIDROGRÁFICOS EM REGIÕES ESTUARINAS

Tendo em vista a enorme variedade de instrumentos oceanográficos existentes no mercado, é impossível tratar a matéria de instrumentação como um item geral. Cada instrumento possui características próprias de armazenagem ou gravação dos dados, de taxas amostrais, de profundidades operacionais, de ranges de operação e sensibilidade, etc. Portanto, a seguir serão apresentadas informações gerais sobre a obtenção de registros em oceanografia, mas deverá levar-se em consideração, em cada caso, a disponibilidade e tipo de instrumento para os levantamentos. É importante salientar que segundo sejam os objetivos do estudo, diversos tipos de instrumentos serão mais adequados que outros.

### 8.4.1 Velocidade da corrente

Dentre as propriedades medidas no mar e em particular nos estuários, a mais difícil de ser determinada rotineiramente é a velocidade da corrente, uma propriedade vetorial, que apresenta grande variabilidade tanto em módulo como na direção, em relação à

componente predominante gerada pela maré.

As características de um estuário podem ser obtidas por meio de dois tipos de medidas que, de acordo com a mecânica dos fluidos, podem ser classificadas como: método Euleriano, no qual a corrente é medida em função do tempo numa posição fixa e o método Lagrangeano, no qual um elemento de volume do fluido tem sua trajetória acompanhada no decorrer do tempo. As equações de conservação da dinâmica de estuários podem ser formuladas de acordo com os métodos descritos, sendo que, com o primeiro, é possível calcular o campo de velocidades em todos os pontos do espaço em função do tempo, e, com o segundo, a trajetória percorrida pelos elementos de fluido.

O método Euleriano tem demonstrado ser o mais conveniente para o estudo da cinemática dos estuários. Experimentalmente este método se utiliza de um correntômetro ou correntógrafo, ou outro tipo de sensor de velocidade, que possa ser operado de uma plataforma de trabalho ou instalado por meio de bóias de sustentação. No primeiro caso, a plataforma deve ser instalada o mais rigidamente possível (no caso de uma embarcação, a mesma deve ser muito bem ancorada em pelo menos dois pontos, para que seus movimentos tenham a menor influência possível sobre os sensores), e, no segundo caso, o arranjo mais conveniente é aquele que utiliza bóias superficiais e sub-superficiais. Nesse arranjo, é importante estar atento ao dimensionamento do empuxo das bóias. Esse empuxo deve ser tal que o ângulo de equilíbrio entre a vertical local e a posição do arranjo sob ação do arrasto causado pela corrente horizontal, não seja superior ao especificado pelo fabricante do instrumento (em geral cerca de  $15^\circ$ ).

A medição do movimento horizontal em águas costeiras pode ser dificultada pelas acelerações resultantes dos movimentos das ondas de superfície, produzindo efeitos indesejáveis na banda de frequência entre 0,01 a 0,25cph, contaminando o espectro na banda de baixas frequências. Essas frequências podem ser eliminadas ou pelo menos atenuadas através de: (1) filtragem conveniente dos dados com métodos matemáticos ou a escolha de um instrumento com baixa resposta em frequência; (2) utilização de bóias subsuperficiais de sustentação a 3 ou 4m de profundidade, desde que a profundidade do

local permita.

Idealmente, o sensor escolhido para medição de velocidade da corrente deve separar as componentes do movimento, tomar as médias para certos intervalos de tempo, e ser de fácil calibração e instalação.

Instrumentos com hélices, acústicos (diferenças no tempo de propagação do som em trajetórias fixas - efeito *doppler*), sensores eletromagnéticos e pêndulos, foram todos usados com sucesso em experimentos em ambientes com considerável movimento de ondas de superfície. Kjerfve e Medeiros (1989) descrevem o funcionamento do '*current vane*', um instrumento de baixo custo, adequado para estudos em manguezais. Em decorrência das dimensões dos instrumentos, deve-se lembrar que a velocidade registrada representa uma média espacial sobre a área do sensor normal ao fluxo.

O método Lagrangeano que utiliza bóias, cartões e outros corpos de deriva, é pouco útil para estimar quantitativamente as características da circulação em estuários rasos e estreitos, pois o corpo de deriva rapidamente atinge seus limites. Entretanto, pode-se encontrar na literatura vários trabalhos que se utilizaram dessa técnica em estuários de grandes dimensões.

Como é impossível reconhecer e seguir um dado elemento de volume de água do mar num estuário de pequenas dimensões, normalmente nesses casos é utilizado o método do indicador. Como indicador do movimento ou deslocamento dos elementos de volume de água do mar tem sido utilizada a rodamina e também radioisótopos. No primeiro caso é uma tinta facilmente visível na superfície da água. Acompanhando com fotografias o deslocamento da "mancha" de rodamina, tem-se uma idéia do deslocamento da massa de água. No caso de isótopos radiativos, estes são liberados num ou vários locais de interesse, sendo que, ao longo do tempo, amostras de água e, principalmente de sedimentos, são analisadas para conhecer a concentração do isótopo em questão, tendo-se assim uma idéia da propagação e concentração dos materiais em suspensão na área de estudos.

### 8.4.2 Temperatura, salinidade e densidade

A distribuição da densidade da água do mar controla os movimentos em grande escala das massas de água, sua circulação tridimensional e também desempenha um papel extremamente importante na geração da circulação gravitacional nos estuários. A densidade é uma função das variáveis independentes temperatura, salinidade e pressão, sendo a 'equação de estado da água do mar' a relação funcional que a determina. Como a maioria dos estuários, excluindo-se os do tipo fiorde, são corpos de água de pequena profundidade, a densidade é determinada pela temperatura e salinidade, já que o efeito da pressão pode ser desprezado.

A salinidade pode ser medida diretamente de muitas maneiras. A técnica clássica é efetuar a titulação com nitrato de prata na amostra d'água. Esse método possui precisão de  $\pm 0,01$  ups (unidades práticas de salinidade). Para estimativas rápidas, com precisão de  $\pm 1$  ups, pode-se utilizar um refratômetro. O refratômetro é relativamente barato e é ideal para levantamentos preliminares da distribuição de salinidade no estuário.

Para se ter precisão e confiabilidade, entretanto, as medições da condutividade elétrica são as preferidas. A salinidade pode ser calculada a partir de medidas de condutividade e temperatura, desde que sejam obtidas simultaneamente (UNESCO, 1981a, 1981b, 1986, 1987). Medições de condutividade elétrica são rápidas e fáceis de efetuar, além de possuírem a mesma precisão que o mais acurado método de titulação com nitrato de prata. O salinômetro é o instrumento mais frequentemente utilizado para medições de condutividade e temperatura. Os equipamentos mais modernos fornecem os valores já calculados da salinidade.

A temperatura da água também pode ser medida de muitas maneiras. Os termômetros de mercúrio, baseados na expansão térmica do mercúrio, têm sido utilizados com frequência em estudos oceanográficos. Eles são capazes de medir a temperatura com uma precisão de  $\pm 0,01$  °C. O sensor preferido, no entanto, é o termistor, um semicondutor cuja resistência elétrica varia inversamente com a



temperatura. Pequenas variações de temperatura fazem com que a resistência varie até uma ordem de magnitude. Termistores podem ser bastante pequenos, respondem quase que instantaneamente a variações de temperatura e são capazes de medir a temperatura com uma precisão de  $\pm 0,001$  °C. Esses sensores devem ser cuidadosamente calibrados; são parte integrante dos equipamentos eletrônicos denominados 'termosalinômetros' e 'CTD' (condutividade-temperatura-pressão), os quais são atualmente usados para medições *in situ* das variáveis de estado da água do mar.

### 8.4.3 Redução e análise dos dados

#### 8.4.3.1 Decomposição de velocidades

Um dos motivos pelos quais se efetuam medidas de velocidade das correntes num estuário é a determinação da circulação resultante e o cálculo subsequente dos fluxos de água, sal, calor, nutrientes, sedimentos em suspensão, etc. Como a velocidade é uma grandeza vetorial e os vários equipamentos descritos para sua medição possuem sensores de direção magnéticos, segue-se que a direção da corrente é dada relativamente ao norte magnético da Terra. Logo, o ângulo medido em graus e que determina a direção e o sentido para onde a corrente se desloca é referido ao norte magnético terrestre. Como num estuário é recomendável dar destaque à componente do vetor velocidade na direção longitudinal, é necessário efetuar a decomposição do vetor velocidade instantâneo em componentes ortogonais.

Miranda (1984) discute os detalhes desse cálculo e mostra que a componente de velocidade longitudinal ao canal,  $u$ , é dada por:

$$u = V \cos \theta \quad (8.2)$$

E  $\theta$  é dado por:

$$\theta = 450 - dd \pm D - B \quad (8.3)$$

Onde:  $V$  - é a intensidade da corrente, fornecida pelo instrumento;

$dd$  - é a direção em graus, fornecida pelo instrumento (em relação ao norte magnético);

$D$  - é a declinação magnética, fornecida pelas cartas náuticas. É o ângulo entre o norte verdadeiro e o norte magnético. Deve ser somado quando a declinação é para oeste e subtraído quando for para leste; e

$B$  - é o ângulo entre o norte verdadeiro e a transversal ao canal, medido no sentido anti-horário, do norte verdadeiro para a transversal (se for medido no sentido horário, o mesmo deve ser somado ao invés de subtraído).

A componente de velocidade transversal ao canal,  $v$ , também pode ser calculada:

$$v = V \sin(\theta) \quad (8.4)$$

#### 8.4.3.2 Forma dos perfis verticais

Em geral as variáveis hidrográficas são medidas num número finito de profundidades entre a superfície e o fundo, com espaçamentos regulares ou irregulares. Para evitar distorções indesejáveis e padronizar a análise de dados, é recomendável traçar um perfil contínuo entre os pontos amostrados discretamente e interpolar novos valores a intervalos regulares de profundidade.

Essa interpolação pode ser feita tanto graficamente quanto numericamente, sendo esta última preferível, principalmente quando a quantidade de dados a serem analisados é muito grande. Neste caso, o melhor método a ser adotado, segundo Miranda (1984), é o do ajuste da curva (*spline*).

Miranda (1984) e Kjerfve (1990) descrevem técnicas convenientes para construir perfis verticais desde a superfície até as proximidades do fundo, com dados de velocidade da corrente, salinidade, temperatura, ou de qualquer outra variável escalar medida discretamente na coluna d'água.

### 8.4.3.3 Médias temporal e espacial

Como a circulação resultante e os valores médios das propriedades são em geral deduzidos de medidas discretas no espaço e no tempo, os valores experimentais devem ser adequadamente reduzidos tanto para facilitar a análise quanto para permitir que modelos analíticos e numéricos tenham os seus resultados devidamente aferidos.

Segundo Miranda (1984), em primeiro lugar deve-se levar em conta o fato de que a profundidade local pode sofrer variações apreciáveis, em particular quando a razão da amplitude da maré pela profundidade local for superior a 0,3. Nesses casos, o cálculo dos perfis médios das propriedades e da velocidade da corrente devem merecer um cuidado especial.

Como freqüentemente as medidas são feitas em profundidades conhecidas abaixo da superfície livre do mar, as flutuações periódicas da maré causam flutuações periódicas da profundidade da coluna d'água que está sendo amostrada. Assim, as medidas numa dada profundidade são feitas a diferentes distâncias acima do fundo durante um ciclo de maré, e na camada limite, as propriedades não são, em geral, completamente amostradas. Consequentemente, se no processo de cálculo dos valores médios não se levar em conta as variações de profundidade ocorridas durante um ciclo de maré, erros inesperados podem ser obtidos, particularmente nas condições em que a razão amplitude da maré/profundidade do local for maior 0,3.

De acordo com Kjerfve (1975), alguns pesquisadores têm contornado essa dificuldade calculando os valores médios das propriedades em distâncias pré-fixadas acima do fundo ou então utilizando um parâmetro adimensional  $\eta$ , que pode ser definido como:

$$\eta = \frac{z}{d(t)} \quad (8.5)$$

Onde:  $z$  - indica a profundidade; e  
 $d(t)$  - a profundidade instantânea local, que é função do

tempo,  $t$ .

Com a introdução dessa variável adimensional, segue-se que  $\eta = 0$  e  $\eta = 1$  representam a superfície livre da água e o fundo, respectivamente.

Uma vez que se tem como objetivo calcular a circulação, a distribuição e o fluxo resultantes das propriedades do estuário, é necessário calcular o valor médio da velocidade e das propriedades no domínio do tempo. Essas médias devem ser calculadas em cada uma das profundidades, de  $\eta = 0$  até  $\eta = 1$ . Esse procedimento conserva a forma dos perfis mesmo nas proximidades dos limites (superfície e fundo) e permite a obtenção de perfis médios representativos mesmo em condições desfavoráveis da razão, amplitude/profundidade.

A experiência mostra que as medidas devem ser feitas em intervalos constantes de tempo ( $\Delta t$ ) durante pelo menos um período de maré predominante na região em estudo. Se os intervalos não forem constantes, deve ser feita uma interpolação dos dados a fim de obter a dessa forma. De preferência, o instante inicial ( $t=0$ ) da série temporal das medidas deve começar quando a corrente é praticamente nula, condição esta que para a maioria dos estuários ocorre nas proximidades das marés alta ou baixa.

Em estuários com regime semi-diurno ou misto, o período da maré  $T$  é igual a 12,42 h; logo, se forem amostrados um total de 12 perfis verticais, o intervalo médio de amostragem,  $\Delta t$  será igual a 1,035 h.

Seja  $P(\eta, t)$  o valor de uma propriedade genérica que supostamente é conhecida a cada décimo de profundidade adimensional. A média temporal dessa propriedade,  $\langle P(\eta_j) \rangle$ , em cada uma das profundidades  $\eta_j$ , durante o período de maré  $T$ , é dada por:

$$\langle P(\eta_j) \rangle = \frac{1}{n} \left\{ \frac{P(\eta_j, t_0)}{2} + \sum_k P(\eta_j, t_k) + \frac{P(\eta_j, t_n)}{2} \right\} \quad (8.6)$$

Onde:  $n$  - é a quantidade de perfis verticais realizados ( $T = n\Delta t$ ); e

$$k = 1, 2, \dots, n-1.$$

Aplicando essa expressão, pode-se calcular os perfis verticais resultantes de qualquer propriedade para cada uma das colunas d'água amostradas através de uma seção transversal. A seguir, isolinhas dos valores médios podem ser traçadas em função da profundidade média no tempo, também calculada pela equação 8.6.

Como a velocidade da corrente é uma grandeza vetorial, o procedimento de cálculo de seus valores médios deve ser aplicado às suas componentes ortogonais  $u$  e  $v$ .

Seja o perfil da propriedade  $P = P(\eta, t)$ , obtido num dado instante  $t$ . O valor médio dessa propriedade,  $\overline{P(t)}$ , na coluna d'água ( $0 \leq \eta \leq 1$ ), média espacial, pode ser calculado por uma expressão análoga à da média temporal.

Kjerfve (1990) indica as expressões para cálculos de descarga líquida e fluxo líquido, os quais são realizados com base nos valores médios das propriedades acima descritos.

#### 8.4.4 Medições com correntômetro eletromagnético

##### 8.4.4.1 Características do correntômetro eletromagnético S4

Fisicamente o correntômetro eletromagnético S4 é uma esfera de aproximadamente 25 cm de diâmetro, suspensa por um cabo operado manualmente na vertical da seção de medição onde se deseja o perfil de velocidades da água (Fotos 8.1 e 8.2). Nestas verticais mede a velocidade e direção da corrente a partir da variação do campo eletromagnético gerado pelo próprio equipamento. Este equipamento mede ainda a temperatura, salinidade, turbidez, profundidade, velocidade do som e densidade da água. O S4 mede a intensidade e direção de correntes em qualquer ambiente aquático.

O fluxo de água passa através do campo eletromagnético criado pelo equipamento, produzindo assim, uma corrente elétrica (pela geração de um gradiente de potencial) a qual é proporcional à

magnitude da velocidade da água que passa pelo campo. Esta corrente provoca uma variação no campo eletromagnético que é então medida por quatro eletrodos localizados simetricamente no equador do sensor. Os dados obtidos são então armazenados em memória sólida, não volátil, dentro do instrumento.

O formato simples esférico do S4 é um fator que contribui na excelente rejeição das componentes verticais do movimento da água, o que significou um importante progresso na medição de correntes em zonas com ondas.

O instrumento possui uma bússola eletrônica interna usada para referenciar a direção da corrente ao norte magnético.

O instrumento é acompanhado de uma interface para comunicação com o computador que é utilizada em conjunto com o programa fornecido pelo fabricante para a configuração do instrumento, a programação do início das medições, da taxa amostral (que pode variar a partir de um máximo de 2 Hz – duas observações por segundo), etc., assim como para a leitura dos dados após a coleta. O programa do fabricante inclui algumas facilidades de pré-processamento, assim como de visualização numérica e gráfica dos dados obtidos. Com um cabo e um computador na embarcação, é também possível observar os dados obtidos em tempo real, os quais podem ser salvos em formato texto e processados de maneira conveniente em planilhas eletrônicas e outros utilitários.

##### 8.4.4.2 Medições de vazão com correntômetro eletromagnético S4

De uma maneira geral, o correntômetro S4 pode ser considerado como um molinete de última geração. Por ser automático e digital, o aparelho coleta, nos diversos perfis definidos para uma dada seção do rio, uma quantidade muito grande de informações, as quais devem ser cuidadosamente tratadas para finalmente realizar os cálculos de vazão.

Dada a possibilidade de amostragem a taxas tão altas quanto 2 Hz (2 vezes por segundo) e ao fato do instrumento estar equipado com vários outros sensores, dentre eles um de profundidade, após a coleta



os dados são identificados e filtrados, de maneira a descartar os dados obtidos fora da água (entre um perfil e o seguinte, pois o aparelho no ar continua medindo).

Durante a programação as taxas amostrais, as variáveis e outras características da medição planejada são “comunicadas ao instrumento”, que inicia as observações de acordo com o programado e armazena os dados na memória interna (Foto 8.1). Após as medições, os dados são lidos no computador e processados.

No planeamento amostral, alguns fatos devem ser levados em consideração. Primeiramente, o uso da taxa amostral máxima do instrumento fornece uma quantidade muito grande de informações que, devidamente filtradas, minimizam os erros. Por outro lado, a regularidade (igual separação) entre os perfis verticais, é fundamental, já que isto garante a homogeneidade espacial (horizontal) necessária para o cálculo final da vazão.

A seguir apresenta-se um exemplo em que as medidas foram espaçadas a 10 metros uma da outra na seção de medição, garantido que a embarcação não fosse levada pela corrente com a fixação de um cabo de aço de margem a margem do rio, ao longo do qual a embarcação se movimentava transversal à correnteza. A velocidade de descida (subida) do instrumento em cada perfil vertical deve ser constante para garantir a homogeneidade vertical (Foto 8.2).

Na Figura 8.1 pode ser visto o formato da seção longitudinal do rio Iguaçu no local das medições, sendo isto possível graças ao sensor de pressão que indica a profundidade máxima de cada perfil vertical. Esta opção permite, também, o cálculo da área da seção, desde que conhecida a distância entre as margens, necessária para o cálculo da vazão.

No processo de leitura do instrumento, os dados são salvos pelo programa num formato próprio que pode ser facilmente convertido no formato *ascii* e levado a uma planilha eletrônica. Como o programa de leitura de dados possui um módulo de visualização gráfica dos resultados, é nesta oportunidade que é realizado o primeiro controle de qualidade e, caso os dados apresentem problemas ou sejam duvidosos, imediatamente o instrumento pode ser novamente utilizado para

repetir as medições.



Foto 8.1- Programação do correntômetro S4 para operação em campo

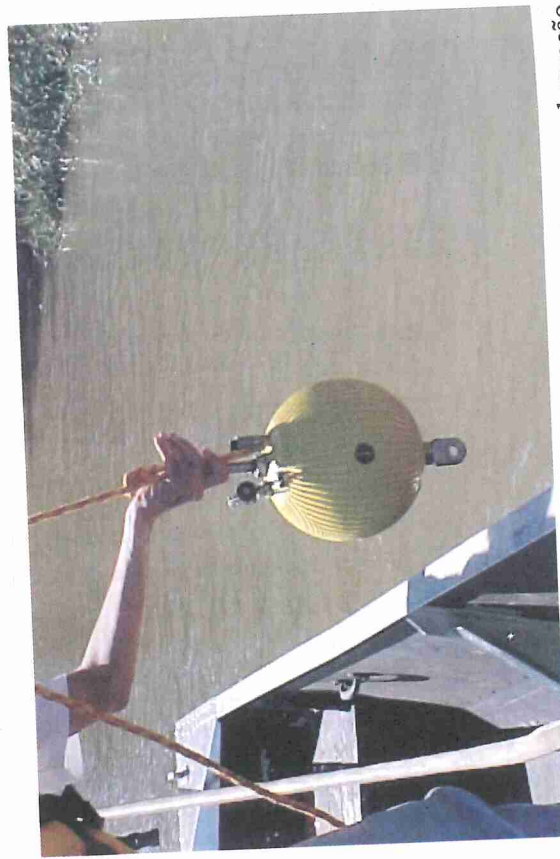


Foto 8.2 – Utilização de correntômetro S4 a partir de uma embarcação

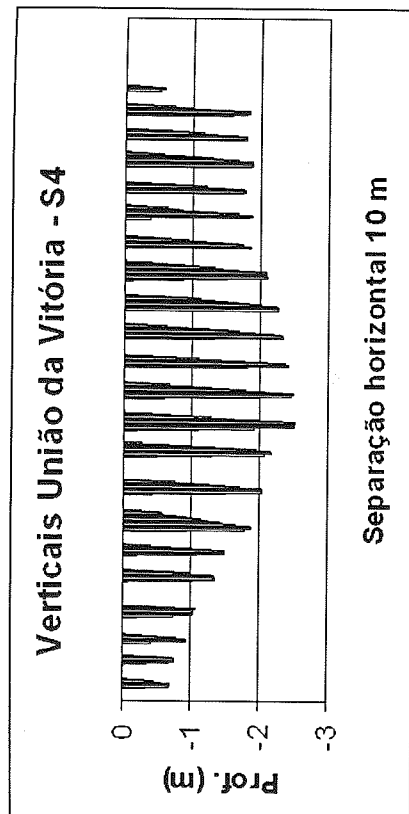


Figura 8.1 - Profundidades em cada vertical

Os dados, lidos e levados a uma planilha eletrônica, terão o aspecto da Tabela 8.1

Tabela 8.1 - Dados brutos inseridos numa planilha eletrônica

Veloc. (cm/s)	Dir (deg)	Rumo (deg)	Cond. (mS/cm)	Temp. (oC)	Prof. (m)	Salin. (psu)	Dens. (Kg/m <sup>3</sup> )	Vel. Som (m/s)
126.2	129	263	0.68	15.338	0	0.412	999.37	1467.6
198.3	94	232	0.67	15.173	0	0.407	999.39	1467.0
237.0	86	219	0.66	15.115	0	0.402	999.40	1466.8
341.2	81	209	0.63	15.210	0	0.382	999.37	1467.1
287.7	75	202	0.61	15.317	0	0.368	999.34	1467.5
392.2	80	204	0.60	15.369	0	0.362	999.33	1467.7
402.3	78	204	0.58	15.408	0	0.349	999.31	1467.8
363.4	73	198	0.57	15.384	0	0.343	999.31	1467.7
397.2	66	192	0.58	15.390	0	0.349	999.31	1467.7
391.0	259	193	0.58	15.405	0	0.349	999.31	1467.8
404.3	263	190	0.58	15.387	0	0.349	999.31	1467.7
401.6	69	200	0.59	15.421	0	0.355	999.31	1467.8
360.1	74	205	0.57	15.482	0	0.342	999.29	1468.0
334.4	80	210	0.52	15.500	0	0.311	999.27	1468.0
291.5	100	230	0.36	15.427	0	0.214	999.20	1467.7

A seguir, o processamento leva a:

- eliminar dados fora d'água (dados onde a profundidade é 0); e
- eliminar dados < 0,40 cm de profundidade (profundidade de operação).

Com isso, os dados da planilha (Tabela 8.2) já correspondem aos dados nas profundidades válidas de medição.

Tabela 8.2 - Dados nas profundidades válidas de medição

Veloc. (cm/s)	Dir (deg)	Rumo (deg)	Cond. (mS/cm)	Temp. (oC)	Prof. (m)	Salin. (psu)	Dens. (Kg/m <sup>3</sup> )	Vel. Som (m/s)
14.1	127	32	0.68	16.504	0.047	0.400	999.17	1471.6
300.8	119	32	0.68	16.501	0.115	0.400	999.17	1471.6
100.9	82	31	0.69	16.501	0.167	0.407	999.18	1471.6
44.2	63	27	0.69	16.501	0.192	0.407	999.18	1471.6
15.2	76	23	0.69	16.501	0.231	0.407	999.18	1471.6
36.9	335	21	0.69	16.495	0.295	0.407	999.18	1471.6

Pelo princípio de funcionamento do instrumento, dentre os milhares de dados observados, alguns poucos podem ter sido influenciados por alguma interferência eletromagnética, o que obriga a eliminar dados suspeitos (observação visual de "spikes") conforme mostra a Figura 8.2.

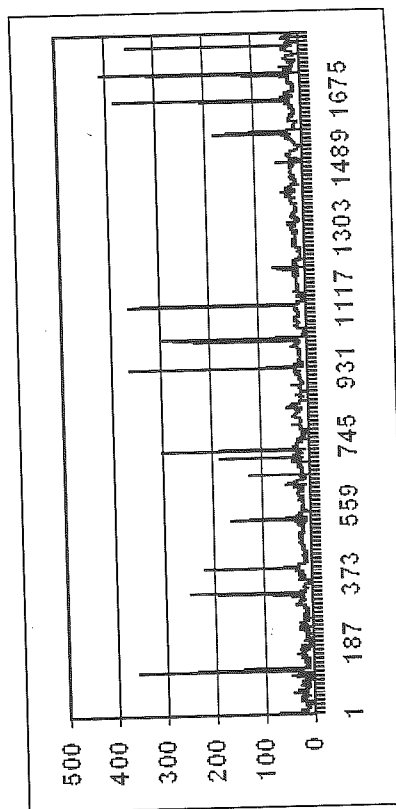


Figura 8.2 - Dados suspeitos ou "spikes" que devem ser eliminados

Com isso, o registro de dados fica "limpo", como pode ser visto na Figura 8.3.

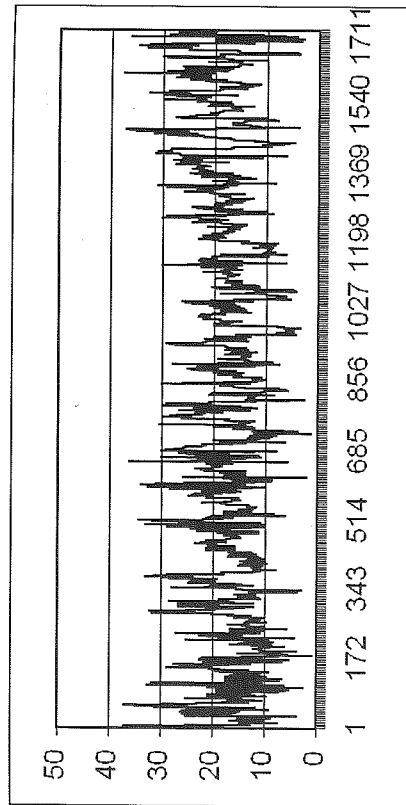


Figura 8.3 - Dados "limpos" válidos para o cálculo das velocidades médias

Com os dados válidos é possível realizar o cálculo da velocidade média, o qual é efetuado dentro da própria planilha eletrônica, aproveitando que a amostragem foi realizada de forma homogênea tanto no espaço quanto no tempo.

Na Tabela 8.3 podem ser visto os valores das correntes médias para o conjunto completo de dados, para os dados dentro da água mas com erros e, finalmente, para os dados sem erros e sem os 40 cm da camada de superfície onde os valores medidos pelo S4 são geralmente suspeitos devido à prioridade da embarcação. Note-se, mesmo assim, a pouca modificação do desvio padrão nestes dois últimos casos.

Tabela 8.3 - Médias das correntes calculadas para o conjunto de dados completos, o que inclui erros (*spikes*) e, finalmente, o conjunto de dados sem erros e nas profundidades válidas de medição (> 40 cm)

Dados	Valores	Velocidade média (m/s)	Desvio
Completos	1835	0,220	0,320
Com spikes	1723	0,175	0,068
Sem < 0,40 m	1467	0,170	0,065

Tendo em vista que:

$$\text{Vazão} = \text{Velocidade média} \times \text{Área}$$

E usando os valores observados e calculados, tem-se que para a seção exemplo do rio Iguaçu, em União da Vitória, naquela oportunidade:

$$\text{Vazão} = 0,17 \text{ m/s} \times 544,56 \text{ m}^2 = 92,57 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 8.5 MODELAGEM NUMÉRICA ESTUARINA

Modelos são ferramentas matemáticas que, adequadamente utilizadas, podem auxiliar na compreensão de fenômenos de interesse e, em alguns casos, realizar previsões.

É assumido que os fenômenos ocorrem dentro de sistemas, examinados como um todo, que respondem de diferentes maneiras às condições a que estão sujeitos. Um sistema, por sua vez, é formado por unidades que interagem e possuem relações entre si.

Os modelos são, em geral, tentativas de imitar ou representar a realidade. Existem muitos tipos de modelos que servem a diferentes propósitos. As equações algébricas, por exemplo, são modelos matemáticos de representação da realidade, assim como maquetes e protótipos são modelos físicos. Dentre as diferentes utilizações, pode-se citar:

- apresentação de resultados, verificando a existência de inconsistências;
- formulação e teste de hipóteses, assim como idealização de experimentos;
- manipulação da realidade, pela variação dos parâmetros utilizados;
- previsão e simulação de eventos; e



- auxílio em obras de engenharia.

Pode-se classificar os modelos como:

- estáticos (quando são independentes do tempo) ou dinâmicos (quando são uma função do tempo);
- homogêneos (quando não existem variações espaciais) ou com parâmetros distribuídos (quando a distribuição dos parâmetros é função do espaço);
- contínuos (quando as modificações se dão continuamente) ou discretos (quando as modificações ocorrem em intervalos discretos de tempo);
- analíticos (quando apresentam soluções exatas para as equações) ou numéricos (em geral, quando não existe solução analítica, a solução é dada numericamente, por meio de métodos computacionais);
- determinísticos (quando o estado atual é completamente determinado pelo estado anterior; ou seja são modelos de causa e efeito, para os quais as respostas são funções das condições impostas) ou estocásticos (possuem elementos aleatórios em sua estrutura); e
- de otimização (quando busca condições ideais, verdadeiras) ou de simulação (quando testa as equações com situações e condições variadas).

Os modelos mais utilizados em estudos estuarinos são, em geral, matemáticos, dinâmicos, de parâmetros distribuídos, discretos, numéricos, estocásticos e de simulação.

Num trabalho de modelagem, os seguintes passos devem ser seguidos:

- definição do problema e dos objetivos;
- definição do sistema;
- formalização e conceitualização do modelo;
- obtenção e preparação dos dados;

- passagem para a 'realidade';
- verificação de resultados preliminares;
- determinação da validade do modelo; e
- experimentos, resultados e interpretações.

Um sistema estuarino possui um grande número de componentes que interagem entre si e que devem ser tratadas estocasticamente; envolve forças externas, que podem ser definidas probabilisticamente, e geralmente apresenta um estado inicial pouco conhecido. A elaboração de um modelo numérico da dinâmica estuarina envolve a aplicação dos passos descritos no parágrafo anterior, ou seja:

- os objetivos são descrever, explicar e prever fenômenos dinâmicos que ocorrem num estuário. Isso é feito integrando as equações hidrodinâmicas básicas, incluindo difusão e advecção de propriedades e concentrações, segundo padrões de circulação gerados por diferenças de densidade, ventos, marés, ondas, descarga de água doce, etc.;
- devem ser obtidas: a forma, topografia, dimensões, parâmetros relevantes, escala de tempo, etc.;
- são utilizadas equações de conservação, crescimento ou decaimento com simplificações e aproximações, devendo ser definida a forma de dependência com as variáveis espaciais;
- as condições iniciais e de contorno são obtidas ou estimadas através de observações ou inferências;
- deve-se escolher o esquema numérico, definir os espaçamentos e efetuar a sequência de cálculos ('rodar o programa');
- testar a consistência, convergência e estabilidade das soluções modeladas e confrontá-las com observações;
- determinar o domínio de validade das soluções conforme as aproximações e simplificações adotadas; e
- processar experimentos de interesse e interpretar os resultados

modelados, não esquecendo que trata-se de uma simulação aproximada.

Segundo Miranda (1984), os métodos mais poderosos para a integração das equações a derivadas parciais que governam as características hidrodinâmicas, cinemáticas e os processos de transporte nos sistemas estuarinos, são os métodos das diferenças finitas e o dos elementos finitos. Em ambos, o volume total do estuário é subdividido em volumes parciais por meio de uma rede de grades, convenientemente definida. A intersecção dessas grades determina os chamados pontos nodais (ou nós), nos quais as soluções das equações são definidas.

A maneira mais conveniente de formular um problema ou esquema de diferenças finitas é dividir o volume total do estuário em  $(I-1) \times (J-1)$  volumes parciais (elementos), onde  $I$  e  $J$  indicam o número de pontos nodais nas direções  $Ox$  e  $Oy$  (ou  $Oz$ ), respectivamente. Assim, se o problema é bidimensional nas direções  $Ox$  e  $Oz$  e se  $B$  indica a largura genérica do estuário, o volume de cada um dos subvolumes parciais é dado por  $BA \times \Delta z$ .

No método de solução dos elementos finitos, o contínuo pode ser subdividido em elementos de forma conveniente. Assim, nos problemas bidimensionais, os elementos podem ter a forma triangular, permitindo um melhor ajuste às configurações geométricas complexas de contorno do sistema, que o esquema de diferenças finitas.

## 8.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

É importante, finalmente, destacar alguns pontos que devem ser considerados na hora de planejar e executar um trabalho de pesquisa em áreas estuarinas. A seguir, listam-se algumas considerações básicas que, como ajuda memória, servem de guia:

- reconhecimento prévio da área de estudo, o mais aprofundadamente possível (dados pretéritos, visita de campo e medições preliminares das variáveis mais importantes);
- definição da metodologia de amostragem (variáveis, taxas de

amostragem, locais, períodos);

- definição dos equipamentos a serem utilizados (considerar a qualidade dos equipamentos, e, especialmente, do serviço técnico especializado para a manutenção e garantia dos mesmos. A seriedade dos representantes é fundamental);
- realizar coleta piloto (para testes preliminares dos equipamentos em condições reais de uso, e das metodologias);
- reajuste da metodologia de amostragem em função dos equipamentos e dos resultados da coleta piloto;
- proteção dos equipamentos contra danos e, at.é, roubo (uso de graxas e tintas protetoras, filmes de pvc, ânodos de sacrifício, etc., para minimizar os efeitos do intemperismo). Conhecer a taxa de "fouling" e sua variabilidade determinará a frequência de manutenção dos equipamentos em campo, que pode ser diferente segundo a estação do ano, em geral maior no verão;
- deve-se permitir que o usuário final gerencie todos os elos da corrente dos trabalhos, desde a definição e compra dos equipamentos até os trabalhos de campo e pós-processamento;
- o uso de metodologia padronizada, o mais próximo possível aos métodos aqui apresentados, deve ser mantida do começo ao fim dos trabalhos; e
- cada caso apresenta suas particularidades e cada instrumento tem suas próprias limitações e vantagens, portanto não há uma fórmula pronta a seguir neste tipo de estudo. A experiência e o senso comum, nessa ordem, são fundamentais. Se necessário, não hesite em consultar quem tem ambas as coisas.

## REFERÊNCIAS

---

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9896*: glossário de poluição das águas. [Rio de Janeiro], 1993. 94 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9897*: planejamento de amostragem de efluentes líquidos e corpos receptores. [Rio de Janeiro], 1987. 23 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9898*: preservação e técnicas de amostragem de efluentes líquidos e corpos receptores. [Rio de Janeiro], 1987. 34 p.
- ANDRÉ, H. Méthode chimique de dilution: procédé par intégration. *La Houille Blanche*, n. B. p. 833-846, 1960.
- APHA; AWWA; WEF. *Standard methods for the examination of water and wastewater*. 19. ed. Washington: APHA, 1995. Paginação irregular.
- BANDEIRA, J. V. et al. Estudio del comportamiento del sedimento de fondo em el rio de la plata, em la region de Puerto Carmelo, com el empleo de trazador radioactivo. In: ENCONTRO DE ENGENHARIA DE SEDIMENTOS, 3., 1998, Belo Horizonte. *Anais...* Belo Horizonte: ABRH, 1998. p. 325-333.
- BOLETIM FLUVIOMÉTRICO. Rio de Janeiro: Ministério da Agricultura, Divisão de Águas, n. 13, 1956. Não paginado.
- BORDAS, M. P.; SEMMELMANN, F. R. Elementos de engenharia de sedimentos. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). *Hidrologia: ciência e aplicação*. Porto Alegre: EDUSP, 1993. p. 915-943.
- BRANCO, S. M.; ROCHA, A. A. *Poluição, proteção e usos múltiplos de represas*. São Paulo: E. Blücher, 1977. 185 p.



- BRASIL. Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica. *Normas e recomendações hidrologicas estabelecidas pelo Decreto n. 60.852, de 14 de junho de 1967*. [Rio de Janeiro], 1967/70. 6 anexos. Anexo II: Fluvimetria.
- BRASIL. Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica. *Medição de descarga e seus problemas técnicos no maior rio do mundo*. Rio de Janeiro, 1968. 42 p.
- BRASIL. Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica. *Manual para serviços de hidrometria*. São Paulo, 1977. 95 p.
- BRASIL. Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica. *II curso internacional sobre técnicas de medição de descarga líquida em grandes rios*. Manacapuru/AM, 1994. 145 p.
- BRASIL. Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica. *Inventário das estações fluviométricas: atualizado até junho 1983*. Brasília, 1983(a). Não paginado.
- BRASIL. Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica. *Inventário das estações pluviométricas: atualizado até junho 1983*. Brasília, 1983(b). Não paginado.
- BRASIL. Portaria n. 1.469, de 29 de dezembro de 2000. Padrão de potabilidade. *Diário Oficial da União*, Brasília, 02 jan. 2001.
- BUBA, H. Qualidade da medição de vazões com ADCP: fatores influentes. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 12., 1997, Vitória. *Anais... Vitória*: ABRH, 1997. 1 CD-ROM.
- CAMERON, W. M.; PRITCHARD, D. W. Estuaries. In: HILL, M. N. (Ed.). *The Sea*. New York: J. Wiley, 1963. v. 6, p. 306-324.
- CANAMBRA ENGINEERING CONSULTANTS. *Power study of South Brazil*. Curitiba, 1969. Appendix X.
- CARVALHO, N. O. *Hidrossedimentologia prática*. Rio de Janeiro: CPRM, 1994. 372 p.
- CARVALHO, N. O. Medição de descarga líquida com molinete. *Saneamento*, Rio de Janeiro, p. 260-266, out./dez. 1976.

- CEMIG. *Manual de hidrometria*. Belo Horizonte: Divisão de Hidrologia, 1965. Não paginado.
- CENTRO DE HIDRÁULICA E HIDROLOGIA PROFESSOR PARIGOT DE SOUZA. *Estudos hidrologicos da bacia do rio Iguaçu*; comunicação n.1; frequência de cheias. Curitiba: CEHPAR, 1975. Paginação irregular. Projeto HG-35.
- CENTRO DE HIDRÁULICA E HIDROLOGIA PROFESSOR PARIGOT DE SOUZA. *Revisão e extensão de séries fluviométricas de estações de interesse energético da Região Sul do Brasil*: relatório final. Curitiba: CEHPAR, 1980. Paginação irregular. Projeto HG-38.
- CENTRO DE HIDRÁULICA E HIDROLOGIA PROFESSOR PARIGOT DE SOUZA. *Revisão e extensão de séries fluviométricas de estações de interesse energético da Região Sul do Brasil*. Curitiba: CEHPAR, 1980. 4 v. Projeto HG-38.
- CENTRO DE HIDRÁULICA E HIDROLOGIA PROFESSOR PARIGOT DE SOUZA. *Estudos hidrologicos adicionais para a U. H. Salto Caxias*: determinação da regra de Simpson de integração numérica para pontos com espaçamento variável. Curitiba: CEHPAR, 1998. Projeto HG-93.
- CENTRO DE HIDRÁULICA E HIDROLOGIA PROFESSOR PARIGOT DE SOUZA. *Levantamento batimétrico com ADCP no canal de aproximação do vertedor e no canal de adução da usina hidrelétrica Salto Santiago*. Curitiba: CEHPAR, 2000. 21 p. Projeto HG-149.
- CHAVES, H. M. L. Modelagem matemática da erosão hídrica: passado, presente e futuro. In: ALVAREZ, V. A.; FONTES, L. E. F.; FONTES, M.P. F. (Ed.) *O solo nos grandes domínios morfoclimáticos do Brasil e o desenvolvimento sustentado*. Viçosa: SBCS, 1996. p. 731-750.
- CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. *Applied hydrology*. New York: McGraw-Hill, 1988. Paginação irregular.
- CHRISTOFOLETTI, A. *Geomorfologia fluvial*. São Paulo: E. Blucher, 1981. 313 p. v.1: O canal fluvial.

- COIMBRA, R. M. Monitoramento da qualidade da água. In: PORTO, R. et al. *Hidrologia ambiental*. São Paulo: ABRH, 1991. v.3, p. 391-411.
- COLLIER, C. G. Accuracy of rainfall estimates by radar, part I: calibration by telemetering raingauges. *Journal of Hydrology*, Amsterdam, v. 83, p. 225-235, 1986.
- COMPANHIA PARANAENSE DE ENERGIA. *Influência do Reservatório de Foz do Areia sobre níveis de enchentes em União da Vitória*. Curitiba: COPEL, 1980. Não paginado.
- COMPANHIA PARANAENSE DE ENERGIA. *Determinação da curva de descarga de Santa Cruz do Timbó*. Curitiba: COPEL, 1997. 11 p. SGOEOH-009.
- DERISIO, J. C. *Introdução ao controle de poluição ambiental*. São Paulo: CETESB, 1992. Cap. 2.
- DICK, E. M. Automatic water and wastewater sampling. In: KEITH, L. H. (Ed.). *Principles of environmental sampling*. Washington: American Chemical Society, 1996. p. 237-258. Professional Reference Book.
- DRAPER, N. R.; SMITH, H. *Applied regression analysis*. 2. ed. New York: J. Wiley, 1981. 709 p.
- DUMAS, H. La méthode chimique pour la mesure du débit des cours d'eau. *La Houille Blanche*, out.-nov. 1952 e jun.-jul. 1953.
- ECKHARDT, M.; WILSON JR. G. Estimativa do transporte de sedimentos em escoamento com superfície livre pelo método de Toffaleti. In: ENCONTRO DE ENGENHARIA DE SEDIMENTOS, 3., 1998, Belo Horizonte. *Anais...* Belo Horizonte: ABRH, 1998. p. 259-266.
- FILL, H. D. Informações hidrologicas. In: BARTH, F. T. et al. *Modelos para gerenciamento de recursos hídricos*. São Paulo: ABRH, 1987. p. 95-210.
- FILL, H. D.; VIEIRA, M. A. Utilização do disco de Secchi para estimar o transporte de sedimentos no rio Barigui. *Engenharia e Construção*, Curitiba, n. 49, p. 28-32, 2000.

- GARCÍA, M. H.; ADMIRAAL, D. M. A. Laboratory measurements of suspended sediment concentration in unsteady flows with an acoustic backscatter profiler. In: FEDERAL INTERAGENCY WORKSHOP, 1998, St. Petersburg, FL. *Proceedings Sediment Technology for the 21<sup>st</sup> Century*. Disponível em: <http://water.usgs.gov/> Acesso em: jun. 2001.
- GOMES, B. Errors in bedload sampling: developing a consistent methodology. In: FEDERAL INTERAGENCY WORKSHOP, 1998, St. Petersburg, FL. *Proceedings Sediment Technology for the 21<sup>st</sup> Century*. Disponível em: <http://water.usgs.gov/> Acesso em: jun. 2001.
- GOMES, J.; SANTOS, I. Análise comparativa de campanhas de medição de descarga líquida pelos métodos convencional e acústico. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 13., 1999, Belo Horizonte. *Anais...* Belo Horizonte: ABRH, 1999. 18 p. 1 CD-ROM.
- GOMES, J. Investigação sobre métodos de extrapolação da curva de descarga. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 12., 1997, Vitória. *Anais...* Vitória: ABRH, 1997. p. 509-518. 1 CD-ROM.
- GORDON, N. D.; McMAHON, T. A.; FINLAYSON, B. L. *Stream hydrology: an introduction for ecologists*. Chichester: J. Wiley, 1992. 523 p.
- GORDON, R. L. Acoustic measurement of river discharge. *Journal of Hydraulic Engineering*, New York, v. 115, n. 7, p. 925-936, July 1989.
- GORDON, R. L.; BORNHOFT, J. *BroadBand ADCP: discharge demonstration tests*. San Diego: RDI, Nov./1991. Não paginado.
- GUIMARÃES, V. et al. O uso do ADCP (correntômetro de perfilagem acústica por efeito doppler) para medição de vazão e estimativa do fluxo de sedimentos nos grandes rios da bacia amazônica. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 12., 1997, Belo Horizonte. *Anais...* Belo Horizonte: ABRH, 1997. 8 p. 1 CD-ROM.

- GUY, H. P.; NORMAN, V. W. *Field methods for measurement of fluvial sediment*. Washington: U. S. Government Printing Office, 1970. 59 p.
- GUY, H. P. *Fluvial sediment concepts*. Washington: U. S. Government Printing Office, 1970. 55 p.
- HENDERSON, F. M. *Open channel flow*. New York: Macmillan, 1966. 522 p.
- HIEZ, G. L. G., RANCAN, L. Aplicação do método do vetor regional no Brasil. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE HIDROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS, 5., 1983, Blumenau. *Anais...* Fortaleza: ABRH, 1983. v. 3, p. 205-27.
- HINDI, E. C. et al. Determinação da descarga de rios por diluição de cloreto de sódio (método de integração). *Boletim Paranaense de Geociências*, Curitiba, n. 46, p. 151-161, 1998.
- IBGE. Resolução - PR, n. 22, de 21/07/83. Especificações e Normas Gerais para Levantamentos Geodésicos em território brasileiro. *Boletim de Serviço n. 1.602* (Suplemento), Rio de Janeiro, 01 ago. 1983.
- JACCON, G.; CUDO, K. J. *Curva-chave: análise e traçado*. Brasília: DNAEE, 1989. 273 p.
- JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY. Secretariat of Planning and General Coordination. *The master plan study on the utilization of water resources in Paraná State in the Federative Republic of Brazil*: final report: sectoral report v. J: soil erosion and forest. Tokyo: JICA, 1995. Paginação irregular.
- JOHNSTON, J. *Econometric methods*. 3. ed. New York: McGraw-Hill, 1984. 568 p.
- KAVISKI, E.; MULLER, I. I.; GONÇALVES, L. F. A. Modelagem hidrológica da Bacia do rio Iguaçu entre Salto Osório e Salto Caxias. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 12., 1997, Vitória. *Anais...* Vitória: ABRH, 1997. 1 CD-ROM.
- KEITH, L. H. (Ed.). *Principles of environmental sampling*. Washington: American Chemical Society, 1996. 848 p. Professional

## Reference Book.

- KJERFVE, B.; MEDEIROS, C. Current vanes for measuring tidal currents in estuaries. *Estuarine, Coastal and Shelf Science* 28, p. 87-93, 1989.
- KJERFVE, B. Velocity averaging in estuaries characterized by a large range to depth ratio. *Estuarine Coastal Marine*, v. 3, n. 3, p. 311-323, 1975.
- KJERFVE, B. Estuarine geomorphology and physical oceanography. In: DAY, J.W. et al. (Ed.). *Estuarine ecology*. New York: J. Wiley, 1989. p. 47-78.
- KJERFVE, B. *Manual for investigation of hydrological processes in mangrove ecosystems*. [S.l.]: UNESCO/UNDP, 1990. 79 p.
- KJERFVE, B., *Manual for investigation of hydrological processes in mangrove ecosystems*. [S.l.]: UNESCO/UNDE, 1990. 79 p. Regional Project "Mangrove Ecosystems in Asia and the Pacific" (RAS/79/002 e RAS/86/120).
- KLODOWISKI JR., H. E. Legal considerations in sampling. In: KEITH, L. H. (Ed.). *Principles of environmental sampling*. Washington: American Chemical Society, 1996. p. 63-73. Professional Reference Book.
- KUHNLE, R. A.; DERROW II R. W.; ALONSO C. V. Measurement of sediment load in agricultural watersheds using acoustic technology. In: FEDERAL INTERAGENCY WORKSHOP, 1998, St. Petersburg, FL. *Proceedings Sediment Technology for the 21st Century*. Disponível em: <http://water.usgs.gov/> Acesso em: jun. 2001.
- LENCASTRE, A. C. *Manual de hidráulica geral*. São Paulo: E. Blücher, 1972. 411 p.
- LEWIS, J. e EADS, R. Automatic real-time control of suspended sediment sampling based upon high frequency in situ measurements of nephelometric turbidity. In: FEDERAL INTERAGENCY WORKSHOP, 1998, St. Petersburg, FL. *Proceedings Sediment Technology for the 21st Century*. Disponível em: <http://water.usgs.gov/> Acesso em: jun. 2001.



- LIPPMANN, M.; SCHLESINGER, R. B. *Chemical contamination in the human environment*. New York: Oxford University Press, 1979. Cap. 9.
- LOBO, G. A. Medições de vazão: erros devido ao número de verticais. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 12., 1997, Belo Horizonte. *Anais...* Belo Horizonte: ABRH, 1997. 7 p. 1 CD-ROM.
- MAIDMENT, D. R. *Handbook of hydrology*. New York: McGraw-Hill, 1992. Paginação irregular.
- MILDER-KAISER ENGENHARIA. *Cheias em União da Vitória: usina hidrelétrica Foz do Areia, rio Iguaçu, Paraná, Brasil*. Curitiba, 1975. Memorando de projetos n.10.
- MIRANDA, L. B. *Cinemática e dinâmica de estuários*. São Paulo: USP, Instituto de Oceanografia, 1984. 360 p.
- MORRIS, G. L.; FAN, J. *Reservoir sedimentation handbook: design and management of dams, reservoirs, and watersheds for sustainable use*. New York: McGraw-Hill, 1997. Paginação irregular.
- MÜLLER, I. I. *Métodos de avaliação da evaporação e evapotranspiração: análise comparativa para o estado do Paraná*. 1995. 170 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica) – Departamento de Hidráulica e Saneamento, Universidade Federal do Paraná, Curitiba.
- PIMENTA, J. L. F. Comparação dos processos de medição de descarga líquida. *A Água em Revista*, Belo Horizonte, ano 4, n. 7, p. 58-62, maio 1996.
- PINTO, G. G. et al. Estudios sedimentológicos em la región de la bahía de Montevideo, com el empleo de técnicas nucleares y trazadores radioactivos y fluorescentes. In: ENCONTRO DE ENGENHARIA DE SEDIMENTOS, 3., 1998, Belo Horizonte. *Anais...* Belo Horizonte: ABRH, 1998. p. 314-322.
- PINTO, N. L. S. et al. *Hidrologia básica*. São Paulo: E. Blücher, 1976. 278p.
- PORTO, M. F.A.; BRANCO, S. M.; DE LUCA, S. J. Caracterização

- da qualidade da água. In: PORTO et al. *Hidrologia ambiental*. São Paulo: ABRH, 1991. v.3, p. 27-66.
- PRITCHARD, D.W. Estuarine hydrography. *Advan. Geophy.* 1, 1952. p. 243-280.
- PROGRAMA NACIONAL DE IRRIGAÇÃO – PRONI. *Medidores de vazão para pequenos cursos de água: manual do usuário*. São Paulo: Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, 1990. 88 p.
- RAUDKIVI, A. J. *Hydrology: an advanced introduction to hydrological processes and modeling*. Oxford: Pergamon, 1979. 479 p.
- RD INSTRUMENTS. *Acoustic doppler current profilers: principles of operation: a practical primer*. [S.l.: s.n.], 1989.
- REMENIERAS, G. *Tratado de hidrologia aplicada*. Barcelona: Editores Técnicos Asociados, 1971. 515 p.
- ROCHE, M. *Hidrologie de surface*. Paris: G. Villars. 1963. 430 p.
- RYAN, S. E.; TROENDLE, C. A. Measuring bedload in coarse-grained mountain channels: procedures, problems, and recommendations. In: WATER RESOURCES EDUCATION, TRAINING, AND PRACTICE, AWRA SYMPOSIUM, Keystone, CO: June 29 – July 3, 1997. p. 949-958.
- RYAN, S. E. Sampling bedload transport in coarse-grained mountain channels using portable samplers. In: FEDERAL INTERAGENCY WORKSHOP, 1998, St. Petersburg, FL. *Proceedings Sediment Technology for the 21st Century*. Disponível em: <<http://water.usgs.gov/>> Acesso em: jun. 2001.
- SANTOS, I.; GOMES, J.; BUBA, H. Medições de descarga líquida: método convencional x método acústico. Comparação dos resultados. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 12., 1997, Vitória. *Anais...* Vitória: ABRH, 1997. p. 369-378. 1 CD-ROM.
- SAWYER, C. N.; MCCARTY, P. L.. *Chemistry for sanitary engineers*. New York: McGraw-Hill, 1967. 518 p.
- SIAKEU, J.; OGUCHI, T. Soil erosion analysis and modelling: a

- review. *Transactions, Japanese Geomorphological Union*, v. 21, n. 4, 2000. p. 413-429.
- SIVIERO, M. R. L.; COIADO, E. M. A produção de sedimentos a montante de uma seção no rio Atibaia associada à descarga sólida transportada. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 13., 1999, Belo Horizonte. *Anais...Belo Horizonte: ABRH*, 1999. 12 p.
- SMOOT, G. F.; NOVAK, C. E. *Measurement of discharge by the moving-boat method*. Washington: D. C. U. S. Government Printing Office, 1969. 22 p. Techniques of Water-Resources Investigations of the United States Geological Survey, chapter AII.
- SOUZA, H. B.; DERISIO, J. C. *Guia técnico de coleta de amostras*. São Paulo: CETESB, 1977. 257 p.
- SOUZA, P. V. P. *Determinação da vazão dos rios*. 1948. 91 p. (Tese) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba.
- SPELRLING, M. von. *Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos*. 2. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Minas Gerais, 1996. 243 p.
- STRAŠKRABA, M. & TUNDISI, J.G. *Guidelines of lake management: reservoir water quality management*. Shiga: International Lake Environment Committee Foundation, 1999. v. 9, 229 p.
- SUGAI, M. R. v. B. et al. *Influência do reservatório de Foz do Areia sobre níveis de enchentes em União da Vitória*; revisão e atualização. Curitiba: COPEL, 1985. Não paginado.
- SUGAI, M. R. v. B. et al. Transferência de curvas de descarga. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 12., 1997, Vitória. *Anais... Vitória: ABRH*, 1997. v. 1, p. 503-508.
- THOMAS, R. B.; LEWIS, J. A new model for bed load sampler calibration to replace the probability – modeling method. *Water Resources Research*, Washington, v. 29, n. 3, p. 583-597, 1993.
- TUCCI, C. E. M. (Org.). *Hidrologia: ciência e aplicação*. Porto

- Alegre: ABRH, 1993. 943 p.
- UNESCO. *Geophysics of estuaries panel*. Paris: UNESCO, 1977.
- UNESCO. *Background papers and supporting data on the practical salinity scale 1978*. Paris: UNESCO, 1981(a). 144 p. (Unesco Technical Papers in Marine Science, n. 37).
- UNESCO/ICES/SCOR/IAPSO Joint Panel on Oceanographic Tables and Standards.
- UNESCO. *Background papers and supporting data on international equation of state of seawater 1980*. Paris: UNESCO, 1981(b). 192 p. (Unesco Technical Papers in Marine Science, n. 38).
- UNESCO/ICES/SCOR/IAPSO Joint Panel on Oceanographic Tables and Standards.
- UNESCO. *Progress on oceanographic tables and standards 1983-1986: work and recommendations of the UNESCO/SCOR/ICES/IAPSO Joint Panel*. Paris: UNESCO, 1986. 55 p. (Unesco Technical Papers in Marine Science, n. 50).
- UNESCO. *International oceanographic tables*. Paris: UNESCO, 1987. 195 p. (Unesco Technical Papers in Marine Science, n. 40, v. 4).
- UNESCO. *Guide to satellite remote sensing of the marine environment*. [S.l.: s.n.], 1992. 177 p.
- UNESCO. *Taller sobre el balance hídrico de América del Sul*. La Paz, 1987. Não paginado.
- U.S. GEOLOGICAL SURVEY. *Comparability of suspended-sediment concentration and total suspended solids data*. Reston, Virginia: USGS, 2000. 14 p. WRIR 00-4191.
- VANONI, V. A. (Ed.). *Sedimentation engineering*. New York: ASCE, 1977. 745 p. (Manuals and Reports on Engineering Practice, 54).
- WASTE WATER PLANNING USER GROUP COMMITTEE. *River modelling guide: version W 01*. London: WaPUG, 1998. Disponível em: <www.wapug.org.uk> Acesso em: fev. 2001.
- WORLD HEALTH ORGANIZATION. *Assessment of freshwater quality*. Geneva: WHO, 1988. 80 p.

WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION. *Guide to hydrological practices*: volume I, data acquisition and processing. 4. ed. Geneva: WMO, 1981. Paginação irregular. (WMO, 168)

YANG, C. T. *Sediment transport*: theory and practice. New York: McGraw-Hill, 1996. 393 p. (McGraw-Hill series in Water Resources and Environmental Engineering). Apêndice 4: Programas de computador. 1 disquete 3 1/2.

YUQIAN, L. *Manual on operational methods for the measurement of sediment transport*. Geneva : WMO, 1989. 169 p. (Operational Hydrology Report, 29).

## AUTORES

**Irani dos Santos** é geógrafo pela UFPR, técnico em Hidrologia pelo IPH/UFRRS, mestrando em Ciências do Solo na UFPR, professor do Departamento de Geografia/UFPR e pesquisador do Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza CEHPAR. Cx. Postal 1309, CEP 80011-970, Curitiba, Paraná, e-mail: irani@cehpar.org.br

**Heinz Dieter Fill** é engenheiro mecânico pela UFPR, mestre em Engenharia Nuclear pela COPPE/UFRJ, doutor em Engenharia Civil e Ambiental pela Cornell University/EUA e professor e chefe do Departamento de Hidráulica e Saneamento da UFPR. Cx. Postal 1309, CEP 80011-970, Curitiba, Paraná, e-mail: fill@lactec.org.br

**Martha Regina von Borstel Sugai** é engenheira civil pela UFPR, mestre em Recursos Hídricos pela UFPR, doutoranda em Monitoramento, Modelagem e Gestão Ambiental na UFPR e superintendente de Outorga da Agência Nacional de Águas ANA. SCN Quadra 01 N° 1 5° andar, CEP 71710-500, Brasília, Distrito Federal, e-mail: martha.sugai@ana.gov.br

**Homero Buba** é engenheiro civil pela UFPR, mestre em Recursos Hídricos pela UFPR e pesquisador da Companhia Paranaense de Energia Elétrica COPEL. R. José Izidoro Biazetto, 158, CEP 81200-240, Curitiba, Paraná, e-mail: homero@copel.com

**Regina Tiemy Kishi** é engenheira civil pela UFMS, mestre em Saneamento Ambiental pelo IPH/UFRRS, doutora em Engenharia Ambiental pela Universidade de Karlsruhe/Alemanha e pesquisadora do Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza CEHPAR. Cx. Postal 1309, CEP 80011-970, Curitiba, Paraná, e-mail: regina.kishi@cehpar.org.br

**Eduardo Marone** é físico pela Universidad Nacional de San Luis/Argentina, doutor em Ciências pelo Instituto Oceanográfico/USP e professor e coordenador do curso de Graduação em Ciências do Mar/UFPR. Av. Beira Mar s/n, CEP 83255-000, Pontal do Sul, Paraná, e-mail: maroneed@aica.cem.ufpr.br

**Luiz Fernando de Carli Lautert** é geógrafo pela UFPR, mestre em Geografia pela UNESP/Rio Claro e pesquisador-collaborador do Laboratório de Física Marinha/Centro de Estudos do Mar/UFPR. Av. Beira Mar s/n, CEP 83255-000, Pontal do Sul, Paraná, e-mail: lautert@fma.cem.ufpr.br